



M 2014

METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO EXISTENTES

NORBERTO PENACHO CORDEIRO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO EXISTENTES

NORBERTO PENACHO CORDEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmã

*Scientists investigate that which already is;
Engineers create that which has never been.*

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

O espaço dedicado a esta secção, que seguramente não será suficiente para poder agradecer de forma meritória a todas as pessoas que me ajudaram, de forma direta ou indireta, a superar diversos obstáculos presenciados ao longo de todo o meu percurso académico. Deixo assim algumas palavras, procurando através destas descrever os meus profundos e sinceros agradecimentos:

- Ao Professor António Abel Henriques, pelo interesse e disponibilidade demonstrados nas reuniões mas, sobretudo, pela partilha de conhecimentos essenciais na elaboração da presente dissertação.
- Aos meus colegas e amigos, pela presença constante e por todos os momentos de convívio presenciados ao longo de todos estes anos. Para meu contentamento consistindo num vasto número, não sendo possível agradecer individualmente a todos os que aqui se incluem.
- À Patrícia, pelo aconselhamento, incentivo, paciência e carinho demonstrados ao longo da elaboração deste documento.
- A toda minha família, pelo constante apoio verificado ao longo de todo o meu percurso académico.
- À minha irmã Catarina, pelo apoio e por todos os conselhos dados nesta longa caminhada, sem estes, tal percurso não seria o mesmo. Obrigado por tudo!
- Aos meus pais, o meu profundo agradecimento por todo o esforço e trabalho que tiveram para que fosse possível chegar ao fim desta etapa. Espero um dia conseguir compensar-vos. A vocês dedico esta dissertação!

RESUMO

Qualquer estrutura, ao longo da sua vida útil, encontra-se sujeita a diversos tipos de ações, sejam estas devido a agentes agressores existentes no meio envolvente ou à utilização da própria estrutura. Tais ações conduzem à degradação dos materiais e, consequentemente, à perda de certas propriedades, contribuindo para que as estruturas deixem de cumprir as exigências pretendidas no momento do seu dimensionamento. A degradação verificada pode atingir níveis tais que comprometam a segurança da estrutura, bem como a dos seus utilizadores e das pessoas que se encontrem na sua proximidade.

O facto de o Eurocódigo estar direccionado para o dimensionamento de estruturas novas, contribui para que muitas vezes a avaliação da segurança de estruturas existentes, segundo os seus pressupostos, não seja efetuada da melhor forma possível. Estes pressupostos podem resultar, no caso de não se verificar a segurança da estrutura, no sobredimensionamento dos elementos de reforço ou na demolição da estrutura, contribuindo para um gasto de recursos avultados.

Tais factos justificam a necessidade de recorrer a uma correta avaliação de estruturas existentes podendo, desta forma, evitar o reforço da estrutura e para situações onde o risco de rotura atinja o limite do intolerável, sejam tomadas medidas adequadas para restabelecer a segurança à estrutura e consequentemente das pessoas.

A presente dissertação pretende, assim, contribuir para o desenvolvimento de uma metodologia de avaliação da segurança de estruturas porticadas existentes de betão, sendo esta intuitiva e de rápida aplicação, facilitando dessa forma a sua utilização por toda a comunidade de engenheiros civis.

Finalmente, de modo a clarificar a aplicação da metodologia proposta, foi realizada a avaliação de segurança de uma ponte existente, comparando os valores obtidos pelo método proposto com aqueles que se verificariam caso se utilizasse os pressupostos de dimensionamento de estruturas novas.

PALAVRAS-CHAVE: Metodologia de avaliação de segurança, Estruturas porticadas existentes, Coeficientes parciais de segurança.

ABSTRACT

Any structure, during its lifetime is submitted to very different kinds of actions, due to aggressive agents existing in the environment or simply by their own use. Those actions lead to the degradation of materials and therefore to the loss of some structural properties, in a way that the structure no longer satisfies the requirements imposed at the time of its design. This degradation can be so high, that puts at risk the structural safety, its users and the people around it.

The fact that the Eurocode is focused on the design of new structures, often contributes towards a poorly safety assessment of existing structures since it is made based on those same assumptions. Which ultimately results in an overdesign of the reinforcing elements or even in the demolition of such structures when this safety assessment is not verified, unnecessarily spending a considerable amount of resources.

Such facts completely justify the need of a proper and correct evaluation of the existing structures allowing, in this way, to avoid needless structural reinforcements in some situations, and in the scenarios where the risk of collapse is beyond the accepted limits, to make the necessary arrangements in order to reestablish safety to the structure and its users.

The main goal of this paper is the development of a methodology for the safety assessment of existing concrete structures, that can be intuitive and ready to be applied, so that can be used by the entire community of civil engineers.

Finally, in order to enlighten the application of the proposed methodology, the safety assessment of an existing bridge was made using this approach, comparing the values obtained with the values proposed by the Eurocodes for new structures.

KEYWORDS: Methodology of safety assessment, Existing structures, Partial safety factors.

Índice Geral

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. Enquadramentos e objetivos da dissertação.....	1
1.2. Estrutura da dissertação	2
2. ENQUADRAMENTO DA AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL	3
2.1. INTEGRIDADE ESTRUTURAL.....	3
2.2. ESTADOS LIMITES.....	4
2.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	5
2.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	5
2.3. AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL SEGUNDO O MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS	6
2.3.1. VALORES DE CÁLCULO.....	7
2.3.1.1. Valores de cálculo dos efeitos das ações.....	7
2.3.1.2. Valores de cálculo das resistências	10
2.4. DANOS ESTRUTURAIS	11
2.4.1. CAUSAS RELATIVAS AO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E MATERIAL.....	12
2.4.1.1. Efeitos diferidos	12
2.4.1.2. Evolução das solicitações	13
2.4.1.3. Ação térmica	14
2.4.1.4. Ação do vento	14
2.4.1.5. Ação sísmica.....	14
2.4.1.6. Ações acidentais.....	15
2.4.2. CAUSAS ASSOCIADAS À DURABILIDADE DOS MATERIAIS	15
2.4.2.1. Deterioração do betão.....	15
2.4.2.2. Corrosão das armaduras	18
2.4.3. CAUSAS ASSOCIADAS A ERROS	18
2.4.3.1. Erros de projeto	18

2.4.3.2. Erros de obra	19
2.5. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	19
2.5.1. ENSAIOS BASEADOS NA PROPAGAÇÃO DE ONDAS	20
2.5.1.1. Ensaio de Ultrassons	20
2.5.1.2. Ensaio eco ultrassónico	20
2.5.1.3. Ensaio impacto eco	21
2.5.1.4. Ensaio sónico ou Cross Hole	21
2.5.2. MÉTODOS ELETROMAGNÉTICOS	21
2.5.2.1. Uso de Pacómetros	21
2.5.2.2. Método do potencial de meia célula	21
2.5.2.3. Método da polarização linear	21
2.5.3. ENSAIOS <i>IN SITU</i> PARA A DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS RESISTENTES E DE DEFORMAÇÃO	22
2.5.3.1. Ensaio de provetes	22
2.5.3.2. Teste de dureza superficial	22
2.5.3.3. Teste de resistência à penetração	22
2.5.3.4. Ensaios de arranque ou Pull-Out	22
2.5.3.5. Ensaio Dinamarquês e Ensaio de fratura interna	22
2.5.3.6. Ensaios de aderência ou Pull-Off	23
2.5.4. ENSAIOS DE CARGA	23
2.5.5. ENSAIOS DINÂMICOS	23
3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES	25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. DIMENSIONAMENTO VERSUS SEGURANÇA	25
3.3. AÇÕES E RESISTÊNCIAS	26
3.3.1. INTRODUÇÃO	26
3.3.2. NÍVEIS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA	26
3.3.3. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	28
3.3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	29
3.3.4.1. Dimensionamento de estruturas novas	29
3.3.4.2. Estruturas existentes	32
3.3.4.3. Estruturas a reforçar	35
3.4. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES	38

4. PROCEDIMENTO PARA A VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES	41
4.1. INTRODUÇÃO	41
4.2. DESCRIÇÃO DOS CONCEITOS UTILIZADOS NO MÉTODO PROPOSTO	41
4.2.1. VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES	42
4.2.1.1. Variação do Período de Vida Útil	43
4.2.1.2. Variação do Nível de Risco	50
4.2.2. VALOR DE CÁLCULO DOS MATERIAIS	58
4.3. APRESENTAÇÃO DA FORMA RESUMIDA, A METODOLOGIA PROPOSTA, PARA SER FACILMENTE INTERPRETADA A SUA APLICAÇÃO PRÁTICA	62
4.4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA	67
5. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA A UM CASO DE ESTUDO	71
5.1. INTRODUÇÃO	71
5.2. DESCRIÇÃO DA PONTE	71
5.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA PONTE	75
5.3.1. VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES	75
5.3.2. VALOR DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES RESISTENTES DOS MATERIAIS	81
5.3.3. RESISTÊNCIA DA PONTE	83
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	91
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Caracterização dos coeficientes parciais. Fonte: Eurocódigo 0 (2002)	7
Figura 2.2 – Deformação do betão sujeito a tensão constante ao longo do tempo. Adaptado de Santos (2002)	12
Figura 2.3 – Perda de pré-esforço. Figueiras (1993)	13
Figura 2.4 – Fissuração originado por cargas aplicadas. Adaptado de Figueiras (1997)	17
Figura 2.5 – Métodos de medição. Adaptado de Oz-LCQEF (n.d)	20
Figura 3.1 – Método para a calibração dos coeficientes parciais. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002) .	28
Figura 4.1 – Função densidade de probabilidade da Lei de Gumbel. BC GNU (2013)	44
Figura 4.2 – Viga com 5m de comprimento e de secção $0,25 \times 0,5 \text{ m}^2$	67
Figura 4.3 – Características da secção transversal da viga, para a aplicação das equações de equilíbrio.	68
Figura 4.4 – Esboço da secção da viga para a zona de meio vão.	69
Figura 5.1 – Fotografia tirada da margem Sul da ponte (Zona mais a jusante), Jacinto (2011)	72
Figura 5.2 – Corte longitudinal do tabuleiro. Jacinto (2011)	72
Figura 5.3 – Secção transversal da ponte para a zona de meio vão. Adaptado de Jacinto (2011)	73
Figura 5.4 – Secção transversal da ponte para a zona correspondente aos apoios. Adaptado de Jacinto (2011)	73
Figura 5.5 – Estado de degradação do tramo Sul da ponte, Jacinto (2011)	74
Figura 5.6 – Estado de degradação do tramo Central da ponte, Jacinto (2011)	74
Figura 5.7 – Estado de degradação do tramo Norte da ponte, Jacinto (2011)	75
Figura 5.8 – Linha de influência e localização das ações para obtenção do esforço máximo na viga externa à esquerda.	78
Figura 5.9 – Valores característicos das ações aplicadas nos vãos laterais e central.	81
Figura 5.10 – Definição de l_0 para o cálculo da largura efetiva do banzo, Eurocódigo 2 (2004)	84
Figura 5.11 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva do banzo, Eurocódigo 2 (2004)	84
Figura 5.12 – Detalhes da secção de meio vão do tramo sul, Jacinto (2011)	85
Figura 5.13 – Equilíbrio de forças para o cálculo da resistência da secção de meio vão dos tramos laterais.	86
Figura 5.14 – Detalhes da secção de meio vão do tramo central, Jacinto (2011)	86
Figura 5.15 – Equilíbrio de forças para o cálculo da resistência da secção de meio vão do tramo central.	87
Figura 5.16 – Detalhes da secção sobre os pilares, Jacinto (2011)	87
Figura 5.17 – Equilíbrio de forças para o cálculo da resistência da secção sobre os apoios.	88
Figura 5.18 – Diagrama de momentos fletores para o tramo lateral.	88
Figura 5.19 – Diagrama de momentos para o tramo central.	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Caracterização dos Estados Limites	9
Quadro 3.1 – Valores dos coeficientes parciais relativos às ações.....	31
Quadro 3.2 – Coeficientes parciais relativos às resistências	32
Quadro 3.3 – Esquema de Níveis de Avaliação. Adaptado do SAMCO (2006).....	40
Quadro 4.1 – Valor dos coeficientes parciais de segurança para diferentes Períodos de Vida Útil T_B , para uma ação do tipo de sobrecarga de edifícios em geral.	49
Quadro 4.2 – Valor dos coeficientes parciais de segurança para diferentes Períodos de Vida Útil T_B , para a ação do vento ou neve.	49
Quadro 4.3 – Valores mínimos para o índice de fiabilidade. Fonte: Adaptado do Eurocódigo 0 (2002).	54
Quadro 4.4 – Probabilidades de rotura associadas aos índices de fiabilidade. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002).	55
Quadro 4.5 – Valor dos coeficientes parciais de segurança para uma variação do Nível de Risco, para uma ação do tipo de sobrecarga de edifícios em geral.	57
Quadro 4.6 – Valor dos coeficientes parciais de segurança associado a estruturas existentes ou a reforçar, para diferentes Períodos de Vida Útil T_B , considerando uma ação do tipo de sobrecarga de edifícios em geral.	58
Quadro 4.7 – Valores de k_n para o valor característico de 5%. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002)	60
Quadro 4.8 – Valores de K_d para o valor de cálculo relativo aos estados limites últimos. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002)	61
Quadro 5.1 – Ações permanentes correspondentes à viga mais externa.	76
Quadro 5.2 – Valor da reação máxima na viga mais externa, para as diferentes componentes do modelo de carga 1.	79
Quadro 5.3 – Dados resultantes dos ensaios. Adaptado de Jacinto (2011)	82

SÍMBOLOS E ACRÓNIMOS

Letras maiúsculas latinas

A_d	- Valor de cálculo de uma ação acidental
A_{Ed}	- Valor de cálculo de uma ação sísmica
A_s	- Área das armaduras de aço
E_d	- Valor de cálculo dos esforços provocados pelas ações, em estruturas novas
E'_d	- Valor de cálculo dos esforços provocados pelas ações, em estruturas existentes
E''_d	- Valor de cálculo dos esforços provocados pelas ações, em estruturas a reforçar
$F(x_{kA})$	- função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor característico x_{kA}
$F(x_{kB})$	- função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor característico x_{kB}
$F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})$	- Função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor cálculo de $\gamma_{fA} \cdot x_{kA}$
$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$	- Função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor cálculo de $\gamma_{fB} \cdot x_{kB}$
F_c	- Força de compressão no betão
F_d	- Valor de cálculo das ações
F_k	- Valor característico de uma dada ação
F_s	- Força de tração nas armaduras
F_{rep}	- Valor representativo de uma dada ação
F'_{rep}	- Valor representativo da ação, em estruturas existentes
F''_{rep}	- Valor representativo da ação, em estruturas a reforçar
$F_{TA}(x)$	- Função distribuição de probabilidade para o Período de Vida Útil T_A
$F_{TB}(x)$	- Função de distribuição para o Período de Vida Útil T_B
$F_{TB}(x_{kB})$	- Função de distribuição de probabilidade do valor característico de uma dada ação para um dado Período de Vida Útil T_B
$G_{k,j}$	- Valor característico de uma ação permanente j
M_{Ed}	- Valor de cálculo do momento aplicado numa dada secção
M_{Rd}	- Valor de cálculo do momento resistente de uma dada secção
P_{Ed}	- Valor de cálculo do pré-esforço aplicado numa dada secção

P_f	- Probabilidade de rotura da estrutura ou elemento estrutural
$Q_{k,i}$	- Valor característico de uma ação variável i
R_d	- Valor de cálculo da resistência de um dado material
R'_d	- Valor correspondente à resistência de cálculo dos elementos de uma estrutura existente, atendendo ao nível de dano
R''_d	- Valor correspondente à resistência de cálculo dos elementos de reforço, atendendo ao nível de dano e às tensões iniciais dos materiais existentes
$R_j(x)$	- Linha de influência da reação vertical de um elemento j
T_A	- Período de Vida Útil T_A
T_B	- Período de Vida Útil T_B
T_y	- Período de Retorno
V_x	- Coeficiente de variação
X_d	- Valor de cálculo das propriedades de um dado material
X_k	- Valor característico das propriedades de um dado material ou produto
X'_k	- Valor característico das propriedades de um dado material pertencente a uma estrutura existente
X''_k	- Valor característico das propriedades dos elementos de reforço
V	- Coeficiente de variação

Letras latinas minúsculas

a_d	- Valor de cálculo das grandezas geométricas
a_{nom}	- Valor nominal das grandezas geométricas
b_{eff}	- Largura efetiva do banzo
b_w	- Largura da alma de uma secção em T
f_c	Resistência à compressão do betão
f_{cd}	- Valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do betão
$f_{c, is}$	Resistência à compressão do betão <i>in situ</i>
f_{yd}	- Valor de cálculo da tensão de cedência à tração das armaduras de aço
k_n	- Coeficiente correspondente a um quantilho característico
l	- Comprimento total do vão
l_0	- Distância entre pontos de momentos fletores nulos de um vão
m_x	- Média dos resultados dos ensaios
n	- Número de faixas
n	- Número de vigas longitudinais

s_x	- Desvio padrão dos ensaios
w	- Largura da faixa de rodagem
x	- Distância do ponto de aplicação da ação ao centro de rigidez do tabuleiro
x	- Eixo neutro da secção transversal
x_{dA}	- Valor de cálculo da variável aleatória x , para um período de vida útil T_A
x_{dB}	- Valor de cálculo da variável aleatória x , para um período de vida útil T_B
x_i	- Distância em relação ao centro de rigidez do tabuleiro da viga i
x_j	- Distância em relação ao centro de rigidez do tabuleiro, da viga em análise
x_{kA}	- Valor característico da variável aleatória x , para um período de vida útil T_A
x_{kB}	- Valor característico da variável aleatória x , para um período de vida útil T_B
x_{SdA}	- Valor de cálculo da variável aleatória x , tendo em conta as incertezas na modelação dos efeitos das ações para um período de vida útil T_A
x_{SdB}	- Valor de cálculo da variável aleatória x , tendo em conta as incertezas na modelação dos efeitos das ações para um período de vida útil T_B
z_c	- Braço entre o centro de gravidade da peça e a força de compressão no betão
z_s	- Braço entre o centro de gravidade da peça e a força de tração nas armaduras

Letras gregas minúsculas

α_E	- Coeficiente de sensibilidade para os efeitos das ações
β	- Índice de fiabilidade
β_1	- Índice de fiabilidade para um período de vida útil de um ano
β_T	- Índice de fiabilidade para um período de vida T
Ω_1	- Coeficiente que relaciona γ_{sd} e γ'_{sd} ou γ_{sd} e γ''_{sd}
Ω_2	- Coeficiente que relaciona γ_f e γ'_f ou γ_f e γ''_f
γ_F	- Coeficiente parcial de segurança relativo às ações. Resulta da multiplicação de γ_{sd} e γ_f
γ'_F	- Coeficiente parcial de segurança relativo às ações, em estruturas existentes. Resulta da multiplicação de γ'_{sd} e γ'_f
γ''_F	- Coeficiente parcial de segurança relativo às ações em estruturas a reforçar. Resulta da multiplicação de γ''_{sd} e γ''_f
γ_G	- Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes
γ_M	- Coeficiente parcial de segurança relativos às resistências. Surge da multiplicação de γ_{Rd} e γ_m

γ'_M	- Coeficiente parcial de segurança relativos às resistências dos elementos pertencentes a estruturas existentes. Surge da multiplicação de γ'_{Rd} e γ'_m
γ''_M	- Coeficiente parcial de segurança relativos às resistências. Surge da multiplicação de γ''_{Rd} e γ'_m
γ_P	- Coeficiente parcial de segurança associado à ações de pré-esforço
γ_Q	- Coeficiente parcial de segurança associado a uma ação variável
γ_{Rd}	- Coeficiente parcial de segurança que abrange a incerteza do modelo de resistência e também os desvios geométricos no caso de estes não serem explicitamente modelados
γ'_{Rd}	- Coeficiente parcial de segurança que abrange a incerteza do modelo de resistência e também os desvios geométricos em estruturas existentes, no caso de estes não serem explicitamente modelados
γ''_{Rd}	- Coeficiente parcial de segurança que abrange a incerteza do modelo de resistência e também os desvios geométricos da estrutura existente, no caso de estes não serem explicitamente modelados
γ_{Sd}	- Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas associadas à modelação das ações
γ_{SdB}	- Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas associadas à modelação das ações, para um período de vida útil T_B .
γ'_{Sd}	- Coeficiente parcial relativo as incertezas e o rigor na modelação dos efeitos das ações, face aos supostos danos existentes
γ''_{Sd}	- Coeficiente parcial relativo às incertezas e o rigor na modelação dos efeitos das ações, face aos supostos danos existentes e ainda à incerteza relativas ao comportamento da estrutura reforçada ou reparada, face às ações aplicadas que lhe estão aplicadas
γ_f	- Coeficiente parcial de segurança relativo aos desvios entre os valores representativos e os valores de cálculo
γ'_f	- Coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção a possibilidade de desvios favoráveis do valor da ação em relação aos seus valores representativos
γ''_f	- Coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção a possibilidade de desvios favoráveis do valor da ação em relação aos seus valores representativos
γ_k	- Coeficiente parcial de segurança que relaciona os valores característicos de uma ação, para diferentes períodos de vida útil e níveis de risco, no dimensionamento de uma estrutura
γ_{kB}	- Coeficiente parcial de segurança que relaciona os valores característicos de uma dada ação para os diferentes Períodos de Vida Útil e/ou diferentes Níveis de Risco
γ_m	- Coeficiente parcial de segurança relativo aos desvios entre os valores das

	propriedades dos materiais e os valores representativos
γ'_m	- Coeficiente parcial relativo aos desvios dos valores das propriedades dos materiais em relação aos valores de cálculo e ainda às incertezas na relação entre as propriedades dos materiais na estrutura e os seus valores obtidos em provetes
γ''_m	- Coeficiente parcial relativo aos desvios dos valores das propriedades dos materiais em relação aos valores de cálculo e ainda às incertezas na relação entre as propriedades dos materiais na estrutura e os seus valores obtidos em provetes
$\gamma''_{n,R}$	- Coeficiente de monolitismo
η	- Valor médio do fator de conversão que tem em conta os efeitos de volume e escala, os efeitos da temperatura e humidade, e outros considerados relevantes
η_d	- Valor de cálculo do fator de conversão
τ	- Período de referência
ϕ	- Diâmetro dos varões de betão armado
ϕ	- Função de distribuição normal reduzida
χ_1	- Coeficiente de área
χ_2	- Coeficiente de posição
ψ	- Coeficiente relativo ao tipo de combinação de uma dada ação de variável
$\psi_{0,i}; \psi_{1,i}; \psi_{2,i}$	- Coeficiente, de uma ação variável i, para a determinação do seu valor de combinação, frequente e quase-permanente, respetivamente
RSA	- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
REBAP	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
ULS	- Estado limite último
SLS	- Estado limite de serviço
TS	- Cargas concentradas (Tandem system)
UDL	- Cargas uniformemente distribuídas (Uniformly distributed load)

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTOS E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

As estruturas, ao longo da sua vida útil, encontram-se sujeitas a diversas situações que requerem uma reavaliação da sua segurança. A alteração das funções para o qual a estrutura foi dimensionada, a degradação da estrutura devido agentes agressivos no meio envolvente ou devido a uma má utilização da estrutura, bem como o simples facto da estrutura se aproximar do horizonte de vida para o qual foi projetada, são algumas das principais situações que podem colocar em causa a segurança estrutural e consequentemente a segurança dos seus utilizadores.

No entanto, apesar das estruturas existentes poderem estar a atingir o seu período de vida útil não significa que estas não apresentem condições para satisfazer as exigências para o qual foram dimensionadas ou até mesmo adaptadas para novas funções, por mais alguns anos. Contrariamente, a sua demolição e substituição por novas estruturas vocacionadas de raiz para as solicitações atuais, conduz a custos económicos, sociais e ambientais superiores e mesmo in comportáveis (Monteiro, 1999).

Assim, como forma de garantir a segurança da estrutura e consequentemente dos seus utilizadores, torna-se indispensável proceder a uma correta avaliação da segurança da estrutura. No entanto, devido ao facto de os Eurocódigos se encontrarem direccionados para o dimensionamento de estruturas novas, a aplicação destes não representa de forma adequada uma avaliação da segurança estruturas existentes. Por outras palavras, os pressupostos utilizados para o dimensionamento de estruturas novas não correspondem à melhor abordagem para a uma avaliação de estruturas existentes, uma vez que existe a possibilidade de serem reduzidas as incertezas associadas ao processo de avaliação da segurança de estruturas existentes. Tal é conseguido através da identificação de alguns defeitos oriundos da sua construção, assim como, através da realização de ensaios à estrutura. Por outro lado, o facto de a estrutura se encontrar edificada permite fazer uma avaliação de segurança para um período de vida útil diferente do que o inicialmente definido na altura do projeto, o que se traduz numa modificação das exigências associadas à avaliação de segurança.

Havendo assim estas limitações apresentadas pelo Eurocódigo, existe a necessidade de se elaborar uma metodologia capaz de satisfazer as exigências adequadas para verificação de segurança de estruturas existentes.

Como tal, o âmbito da presente dissertação insere-se na apresentação do procedimento de cálculo adequado para a avaliação de segurança de uma estrutura existente, tendo por base o método dos coeficientes parciais de segurança disposto no Eurocódigo 0 (2002). Desta forma, a metodologia incide-se na adaptação dos coeficientes parciais de segurança, de modo a que estes possam ser

aplicados a estruturas existentes, tendo em conta um novo período de vida útil da estrutura diferente daquele que foi considerado no momento do dimensionamento da estrutura nova.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos, sendo abordado no primeiro capítulo o enquadramento do tema, bem como os objetivos inerentes à sua realização e ainda a sua estrutura.

No Capítulo 2 é introduzido o conceito de integridade estrutural, sendo apresentado o método mais comum na avaliação de segurança estrutural proposto pelos Eurocódigos, o método dos coeficientes parciais de segurança. São também expostas algumas das causas mais usuais que comprometem o comportamento estrutural das estruturas, assim como os ensaios mais utilizados para traduzir as propriedades dos materiais pertencentes à estrutura existente.

No Capítulo 3 é feita a diferenciação correspondente ao dimensionamento de estruturas novas e a avaliação de segurança de estruturas existentes. Apresentam-se ainda as diferentes condições para que a segurança seja verificada, no processo de avaliação de segurança de estruturas novas, existentes e a reforçar, assim como todos os parâmetros que lhe são associados.

No Capítulo 4 apresenta-se o desenvolvimento da metodologia proposta para a avaliação da segurança de estruturas existentes, tendo por base o método dos coeficientes parciais de segurança. Neste capítulo encontra-se descrito o processo de adaptação dos coeficientes parciais de segurança para uma variação do período de vida útil, assim como para uma variação do nível de risco associado à estrutura.

No Capítulo 5 é aplicada a metodologia proposta para a avaliação da segurança de uma ponte existente, sendo apresentadas as diferenças entre a avaliação de segurança utilizando coeficientes parciais de segurança com ajustes e sem ajustes, ou seja, utilizando os coeficientes apresentados na metodologia proposta ou os de dimensionamento de estruturas novas.

No Capítulo 6 expõem-se as conclusões retiradas do desenvolvimento deste trabalho, assim como a apresentação de algumas propostas de desenvolvimentos futuros.

2

ENQUADRAMENTO DA AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL

2.1. INTEGRIDADE ESTRUTURAL

Segundo o Dicionário de Língua Portuguesa (2008), o significado da palavra integridade encontra-se associado a algo cujo estado não sofreu qualquer quebra ou modificação. Da mesma forma, este termo pode ser aplicado a uma estrutura, ou seja, o conceito de avaliação da integridade estrutural encontra-se associado à avaliação das condições que uma estrutura apresenta num dado momento.

Assim, as estruturas são dimensionadas tendo em conta este princípio, para que durante o tempo para o qual o projeto é especificado, Período de Vida Útil, sejam cumpridos os requisitos de segurança a uma possível rotura da estrutura e ainda do estado de utilização do edifício. Neste sentido, considera-se assim uma estrutura íntegra, aquela que apresenta um comportamento satisfatório aos diferentes estados limites e à sua comparação com condições limites pré-definidas.

Contudo, as estruturas ao longo do seu Período de Vida Útil encontram-se sujeitas a diversos tipos ações – físicas, mecânicas, químicas e térmicas – que podem afetar o comportamento da estrutura ou até mesmo comprometer a sua segurança. Tais ações afetam as propriedades dos materiais inicialmente definidos na fase de projeto, contribuindo assim para a degradação da estrutura e, consequentemente, para que estas deixem de corresponder às exigências estruturais iniciais.

Note-se que o envelhecimento da estrutura irá sempre acontecer, podendo apenas ser retardado através do aumento das exigências a nível de conceção e cuidados acrescidos no momento da execução da obra. O envelhecimento da estrutura, após a sua construção, pode ainda ser influenciado pelo modo de exploração da estrutura, o nível e/ou intervalo de intervenção para manutenção e ainda, caso seja necessário, o reforço ou reabilitação que vai sendo efetuado na estrutura.

Recuando um pouco no tempo, até ao início da utilização do betão como material de construção, julgava-se que este material teria uma durabilidade ilimitada. Para isso contribuíra o facto de as peças serem fabricadas com grandes secções, as espessuras de recobrimento serem elevadas, as quantidades de cimento utilizado serem altas, a colocação do betão ser bastante cuidada e o aço utilizado ser macio (Coutinho, 1998).

Porém, com o passar do tempo ocorreram as seguintes situações: aumento da resistência do betão e proliferação do uso do betão. Isto fez com que as secções de betão diminuíssem, o recobrimento das armaduras baixasse e existisse um relaxamento relativamente aos requisitos e cuidados de construção (Coutinho, 1998).

As situações acima mencionadas provocaram uma diminuição da qualidade em inúmeras estruturas, evidenciada pelos diversos sinais de degradação, tais como: fissuração, oxidação das armaduras e ainda a degradação interna do betão. Isto provou que a sua durabilidade não era limitada e, como consequência, as estruturas envelheciam com o tempo.

Contudo, o avanço do conhecimento técnico-científico permitiu tirar conclusões sobre as questões que se encontram por detrás da degradação e da durabilidade das estruturas, sendo possível na atualidade associar as principais causas e as possíveis consequências das anomalias identificadas. Desta forma, sabendo o que está na origem dos problemas encontrados, é possível intervir de forma eficiente, melhorando as condições de durabilidade e consequentemente, os aspetos associados ao comportamento das estruturas.

Por outro lado, a correta quantificação das anomalias permite estabelecer parâmetros importantes para a calibração de modelos estruturais que servem de base para a avaliação da estrutura em causa. A realização de ensaios à estrutura, destrutivos ou não destrutivos, permitem a obtenção de informação útil para a caracterização de tais parâmetros.

Neste sentido, tendo em conta tudo o que foi referido sobre este tema, compreende-se que a avaliação da integridade estrutural é um processo complexo, envolvendo diversos aspetos relacionados com a recolha de informação e de tratamento de dados. Como tal, para que sejam tomadas as decisões mais acertadas, cabe à entidade responsável pela avaliação da integridade estrutural o conhecimento detalhado sobre as causas e efeitos dos processos de deterioração, diferentes ensaios possíveis de realizar, modelação estrutural, métodos de reparação de anomalias, entre outros.

Portanto, atendendo ao facto de as estruturas envelhecerem com o tempo, é necessário que exista uma avaliação regular das estruturas com o objetivo de perceber o seu estado de conservação e a necessidade de se proceder à sua reparação. Desta forma, estando o estado de conservação das estruturas relacionado com o colapso da estrutura, e este por sua vez associado à perda de vidas humanas, é de todo conveniente referir que a avaliação da integridade estrutural merece um nível de atenção especial.

2.2. ESTADOS LIMITES

Como já foi referido, o dimensionamento de estruturas novas é efetuado, segundo os Eurocódigos, tendo por base a filosofia dos estados limites. Como tal, estes estados representam os limites para os quais a estrutura deixa de desempenhar as funções para o qual foi projetada. Desta forma, o mesmo pode ser aplicado a estruturas existentes, uma vez que se pretende que estas apresentem um desempenho íntegro ao longo de todo o Período de Vida Útil.

Relativamente à avaliação de segurança de uma estrutura, esta pode ser efetuada através de dois estados limites, denominados por Estados Limites Último e Estados Limites de Utilização. Estes apresentam diferenças nomeadamente associadas aos níveis de carregamentos, sendo que os primeiros estados limites apresentam níveis de solicitação maiores quando comparados com os segundos. Nos subcapítulos que se seguem serão apresentados, com mais detalhe os estados limites referidos.

Note-se que no dimensionamento de estruturas tendo por base os princípios dos estados limites devem utilizar-se modelos estruturais, considerando as diversas situações para o qual a estrutura poderá estar sujeita ao longo da sua vida útil, ou seja, considerando todos os casos de carga. Pretende-se assim que, utilizando os valores de cálculo associados às ações, às propriedades dos materiais e às grandezas geométricas nos modelos estruturais, não sejam ultrapassados os estados limites pré-definidos.

É ainda importante referir que o dimensionamento de estruturas sobre os princípios dos estados limites, é usualmente efetuado tendo por base o método dos coeficientes parciais de segurança, sendo estes determinados por métodos semi-probabilísticos. No entanto, para casos menos correntes ou quando não existem coeficientes de segurança para a situação em causa, existe a possibilidade de se optar por uma abordagem de dimensionamento de estruturas baseada em métodos probabilísticos.

Note-se ainda que, embora existam dois estados limites para proceder à avaliação da segurança estrutural, pode haver casos em que se pode dispensar a verificação de um deles. Tal é possível caso exista informação suficiente para permitir concluir que a verificação não é a mais desfavorável.

2.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Os estados limites últimos estão relacionados com a possibilidade de colapso da estrutura ou à rotura de elementos estruturais. São considerados estados limites últimos quando comprometem:

- A própria segurança da estrutura, assim como o que esta contém;
- A segurança das pessoas.

Pertencem aos estados limites últimos os seguintes tipos de verificações:

- Perda de equilíbrio estático de parte da estrutura ou do conjunto (EQU);
- Rotura por deformação excessiva de elementos estruturais ou do conjunto (STR);
- Rotura por deformação excessiva do solo de fundação (GEO);
- Rotura por fadiga da estrutura ou elementos pertencentes desta (FAT).

É necessário ter um cuidado especial relativamente ao caso da rotura por fadiga. Este fenómeno é característico de todos os materiais e é originado pelo carregamento repetido do material em causa. Desta forma, o número de ciclos a que o material é sujeito irá afetar a resistência deste, podendo com isso originar a rotura de um dado elemento estrutural sem que este seja submetido a uma carga de colapso.

A fadiga é normalmente provocada por esforços de flexão, por corte e punçoamento. No caso da flexão, após a primeira fissuração, os sucessivos carregamentos deterioram a ligação entre o betão e o aço na zona das fissuras. As fissuras aumentam de largura levando a um aumento da flecha do elemento em causa. Com o evoluir da fissuração, dá-se a deslocação do eixo neutro para a zona comprimida da secção e verifica-se um aumento das tensões cíclicas no betão e nas armaduras. A fratura acontece por fratura das armaduras na grande maioria das ocasiões, ou pelo estilhaçamento (*spalling*) do betão (Santos, 2008).

Embora os códigos atuais limitem bastante a resistência por fadiga do betão, estes têm-se mostrado muito conservativos uma vez que não é muito comum, pelo menos na Europa, o registo de casos de rotura por fadiga devido ao betão, tanto em pontes como em ensaios de laboratório (Santos, 2008).

2.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Encontram-se associados às situações de utilização, para o qual o comportamento da estrutura ou elemento estrutural deixam de cumprir as funcionalidades inicialmente definidas. Estes podem ser considerados como reversíveis, quando as estruturas se encontram para além dos limites durante o momento de aplicação das ações, ou irreversíveis, quando permanecem para além dos limites mesmo

após a suspensão das ações. São considerados como estados limites de utilização situações relacionadas com:

- Comportamento da estrutura ou parte desta;
- Confortidade do utilizador;
- Estado de degradação da estrutura.

Estes podem ser avaliados através das seguintes verificações:

- Deformação em elementos estruturais que contribuem para mau funcionamento e aspeto da estrutura, ou ainda induzir estragos em outros elementos não estruturais;
- Vibrações excessivas que provocam desconforto aos utilizadores, danos à estrutura ou materiais pertencentes desta;
- Danos capazes de interferir no aspeto da estrutura, assim como nas suas condições de durabilidade e ainda afetar a funcionalidade da mesma.

É ainda importante referir que o fenómeno de fadiga, apesar de ter sido apresentado como pertencente aos Estados Limites Últimos, pode também estar associado aos Estados Limites de Utilização por provocar deformações excessivas, isso se não originar a rotura do elemento em causa.

2.3. AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL SEGUNDO O MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS

Como já foi referido, as estruturas são dimensionadas segundo um princípio de integridade estrutural, para que durante o seu Período de Vida Útil nenhum estado limite seja ultrapassado. Procura-se desta forma que todos os requisitos de funcionamento da estrutura e de segurança estrutural sejam cumpridos, ou seja, que não se comprometa o conforto e a segurança das pessoas.

Deste modo, pretende-se que uma estrutura apresente um comportamento íntegro quando sujeita a um dado tipo de ação, ou um dado conjunto de ações. Considera-se assim uma estrutura, ou elemento estrutural, seguro quando o valor de cálculo associado à sua resistência (R_d) é superior ao valor de cálculo dos efeitos provocado pelas ações que lhe são aplicadas (E_d). Este conceito de segurança pode ser traduzido pela seguinte equação:

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

Os valores de cálculo das ações e das resistências obtêm-se multiplicando os seus valores característicos por um dado coeficiente parcial de segurança, γ_F e γ_M , respetivamente. Tais coeficientes parciais, por sua vez, derivam da multiplicação de outros dois coeficientes parciais associados às incertezas nos modelos de cálculo (γ_{Sd} e γ_{Rd} , no caso das ações e resistências, respetivamente) e aos desvios apresentados entre os valores de cálculo e os correspondentes valores característicos (γ_f e γ_m , no caso das ações e resistências, respetivamente). A figura seguinte representa um esquema de caracterização dos coeficientes parciais, assim como o significado de cada coeficiente parcial de segurança:

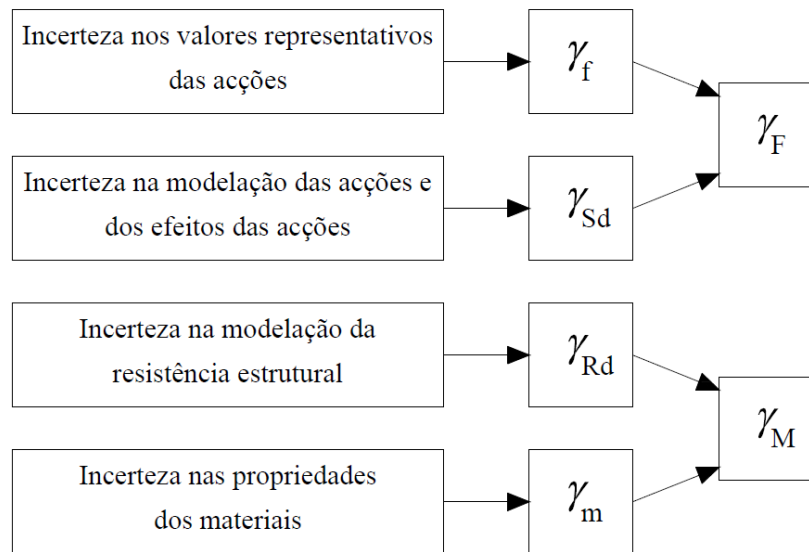


Figura 2.1 – Caracterização dos coeficientes parciais. Fonte: Eurocódigo 0 (2002)

Note-se que os valores de cálculo correspondentes às ações e às resistências podem ser determinados através de uma abordagem estatística. Neste caso, os valores devem ser determinados atribuindo para os diferentes estados limites o mesmo nível de fiabilidade, impostos para os coeficientes parciais usados no Eurocódigo 0, possibilitando uma escolha de valores adequados.

Importa ainda referir que o uso do método dos coeficientes parciais apresentados no Eurocódigo 0 aplica-se à verificação de segurança aos estados limites últimos e de utilização, de estruturas sujeitas a ações estáticas. Este método pode também ser aplicado a estruturas sujeitas a efeitos dinâmicos, caso sejam traduzidos para ações quase-estáticos e através da aplicação de coeficientes de amplificação dinâmica. No entanto, para o caso de uma análise não linear ou dos efeitos da fadiga devem ser utilizadas regras mais específicas apresentadas em diversas partes dos Eurocódigos.

2.3.1. VALORES DE CÁLCULO

2.3.1.1. Valores de cálculo dos efeitos das ações

O valor de cálculo de uma dada ação pode ser obtido através da seguinte equação:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep} \quad (2.2)$$

Podendo o valor representativo da ação ser obtido por:

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (2.3)$$

sendo nas equações anteriores:

- F_d - Valor de cálculo das ações;
- γ_f - Coeficiente parcial de segurança relativo aos desvios entre os valores representativos e os valores de cálculo;

- F_{rep} - Valor representativo da ação;
 ψ - Coeficiente relativo ao tipo de combinação de uma dada ação de variável;
 F_k - Valor característico de uma dada ação.

Deste modo, o valor de cálculo do efeito das ações aplicadas numa dada estrutura ou elemento estrutural pode ser determinado através da equação que se segue:

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E\{\gamma_{f,i} \cdot F_{rep,i}; a_d\} \Leftrightarrow E_d = E\{\gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; a_d\} \quad (2.4)$$

em que:

- E_d - Valor de cálculo do efeito provocado pelas ações;
 γ_{sd} - Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas do modelo das ações e os seus efeitos;
 $\gamma_{f,i}$ - Coeficiente parcial de segurança relativo aos desvios entre os valores característicos e os valores de cálculo de uma dada ação i ;
 $F_{rep,i}$ - Valor representativo de uma dada ação i ;
 a_d - Valor de cálculo das grandezas geométricas;
 $\gamma_{F,i}$ - Coeficiente parcial de segurança relativo a uma dada ação i ;

É ainda importante referir que o valor de cálculo das grandezas geométricas (a_d) corresponde às dimensões nominais dos elementos estruturais (a_{nom}), utilizados na avaliação dos efeitos das ações e das resistências. Podendo ainda ser acrescentado ao valor nominal das grandezas os desvios (Δa) associados a incertezas (imprecisão na posição das cargas, dimensões, etc.), podendo este contribuir para o aumento dos esforços ou diminuição de resistências. Desta forma o valor de cálculo das grandezas geométricas pode ser traduzido pela seguinte equação:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (2.5)$$

No caso de haver mais do que um tipo de ação variável aplicada na estrutura, estas devem ser combinadas para que o valor de cálculo do efeito das ações possa ser minorado. Esta forma de proceder está sobretudo relacionada com a probabilidade de ocorrência, em simultâneo, dos valores máximos característicos das ações em causa.

Existem assim, para os diferentes Estados Limites, diversas combinações de ações para a determinação dos valores de cálculo do efeito das ações. Deste modo, inserem-se nos Estados Limites Últimos combinações associadas a situações de projeto persistentes ou transitórias (Combinação Fundamental); combinações de carácter accidental e combinações de proveniência sísmica. Relativamente aos Estados Limites de Utilização, estes encontram-se associados a situações de ocorrência rara e de muito curta duração (Combinação Característica); situações de ocorrência frequente e de curta duração (Combinação Frequente) e a situações de carácter quase permanente e de longa duração (Combinação Quase Permanente). No quadro 2.1 encontram-se caracterizadas de forma esquemática as combinações de ações para os diferentes Estados Limites.

Note-se que o valor do coeficiente ψ relativo ao valor representativo das ações, encontra-se relacionado com o tipo de combinação considerada para os estados limites e ainda para o tipo de ação variável para a combinação em causa, podendo esta ser a ação variável de base ou acompanhante.

Quadro 2.1 – Caracterização dos Estados Limites

Estados limites	Combinação	Duração de referência
Últimos	Persistentes (Fundamentais)	
	Acidentais	-
	Sísmicas	
Utilização	Característica	Muito Curta
	Frequente	Curta
	Quase-permanente	Longa

De seguida, são apresentadas as diferentes equações que traduzem as combinações pertencentes a cada um dos Estados Limites.

Combinações Referentes aos Estados Limites de Últimos

- Persistente (Fundamentais):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.6)$$

- Acidentais:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.7)$$

- Sísmicas:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.8)$$

Combinações Referentes aos Estados Limites de Utilização

- Característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.9)$$

- Frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

- Quase permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.11)$$

sendo nas equações anteriores:

$\gamma_{G,j}$	- Coeficiente parcial de segurança associado à ação permanente i;
$G_{k,j}$	- Valor característico de uma ação permanente i;
γ_P	- Coeficiente parcial de segurança associado a ações de pré-esforço;
P	- Valor representativo de uma ação de pré-esforço;
$\gamma_{Q,i}$	- Coeficiente parcial de segurança associado à ação variável i;
$Q_{k,i}$	- Valor característico de uma ação variável i;
$\psi_{0,i}; \psi_{1,i}; \psi_{2,i}$	- Coeficiente, de uma ação variável i, para a determinação do seu valor de combinação, frequente e quase-permanente, respetivamente;
A_d	- Valor de cálculo de uma ação acidental;
A_{Ed}	- Valor de cálculo de uma ação sísmica.

Encontra-se disponível, no Anexo C do Eurocódigo 0, diversos quadros com os valores de cálculo recomendados para os coeficientes parciais de segurança a utilizar para as combinações anteriormente referidas. É necessário especial atenção para o caso da combinação fundamental, pois para esta correspondem diferentes valores de cálculo dos coeficientes parciais de segurança dependendo do tipo de Estados Limites Últimos em análise (EQU, STR, GEO e FAT).

2.3.1.2. Valores de cálculo das resistências

O valor de cálculo das propriedades dos materiais pode ser determinado por intermédio da seguinte equação:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (2.12)$$

sendo:

X_d	- Valor de cálculo das propriedades do material;
η	- Fator de conversão;
X_k	- Valor característico das propriedades do material;
γ_m	- Coeficiente parcial de segurança relativo aos desvios entre os valores característicos e os valores de cálculo das propriedades do material.

Fazendo intervir o coeficiente parcial de segurança relativo ao modelo de resistência, torna-se possível proceder à determinação do valor de cálculo associado à resistência de um dado elemento. Assim, a obtenção do valor de cálculo da resistência de um dado elemento pode ser efetuada através da equação que segue:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R \left\{ \eta \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \Leftrightarrow R_d = R \left\{ \eta \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad (2.13)$$

onde:

- R_d - Valor de cálculo da resistência de um dado material;
- γ_{Rd} - Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas no modelo de resistência;
- η - Fator de conversão;
- $X_{k,i}$ - Valor característico das propriedades de um dado material i ;
- $\gamma_{m,i}$ - Coeficiente parcial de segurança relativo aos desvios entre os valores característicos e os valores de cálculo das propriedades de um dado material i ;
- a_d - Valor de cálculo das grandezas geométricas;
- $\gamma_{M,i}$ - Coeficiente parcial de segurança relativo à resistência de um dado material i .

Note-se que no fator de conversão apresentado nas equações anteriores é considerado os efeitos provocados pela temperatura e humidade, de volume e escala e ainda outros fatores relevantes. Todavia, em certos casos o fator de conversão pode ser considerado no valor característico das propriedades dos materiais ou ser considerado nos coeficientes parciais de segurança γ_m ou γ_M .

2.4. DANOS ESTRUTURAIS

Existe uma grande variedade de estruturas, podendo estas apresentar diferentes tipos de materiais, sistemas estruturais e metodologias construtivas. Ora, tal variedade faz com que as estruturas se comportem de modo diferente perante um determinado tipo de ações. Como tal, toda esta variedade faz com que surjam nas estruturas diferentes tipos de danos.

A aplicação de uma, ou várias ações, numa estrutura faz aumentar as tensões numa dada zona localizada. Os danos estruturais surgem, assim, quando estas tensões excedem a capacidade resistente do material nessa zona. Tratando-se de um elemento com um comportamento frágil, os danos provocados nesse elemento podem levar imediatamente ao seu colapso. Contudo, se o elemento em causa apresentar um comportamento dúctil, este deforma-se-á significativamente antes de entrar em rotura. Pretende-se assim que todas as estruturas apresentem um comportamento dúctil, para que estas possam indicar sinais de instabilidade, evitando assim a rotura sem “aviso”.

Os danos também podem surgir em elementos não estruturais, mas neste caso a segurança da estrutura não se encontra em perigo de rotura, afetando sobretudo o seu aspeto. No entanto, estes tipos de danos podem aumentar significativamente a velocidade de degradação de alguns materiais e, consequentemente, provocar danos em elementos estruturais.

Como já foi referido anteriormente, torna-se indispensável perceber quais as causas e os efeitos dos danos estruturais para que sejam melhorados os aspetos relacionados com a durabilidade e, consequentemente, com o comportamento das estruturas.

Nesta secção, será feita uma exposição das causas dos danos possíveis de ocorrer nas estruturas em geral. Serão apenas abordados ao nível dos elementos estruturais, pois estando a presente dissertação relacionada com a segurança estrutural, é razoável que se apresentem os danos que apenas põem em risco a segurança da própria estrutura e, consequentemente, das pessoas que a utilizem ou se encontram nas suas imediações.

2.4.1. CAUSAS RELATIVAS AO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E MATERIAL

2.4.1.1. Efeitos diferidos

O betão e aço de pré-esforço apresentam um comportamento viscoelástico quando solicitados continuamente no tempo, isto é, pelas ações com carácter de permanência.

Todas as estruturas de betão sujeitas a uma tensão constante, devido às ações permanentes ou quase permanentes, encontram-se sujeitas um fenómeno designado por fluência. Tal é responsável por que na estrutura se verifique um aumento da deformação ao longo do tempo, ver figura 2.2.

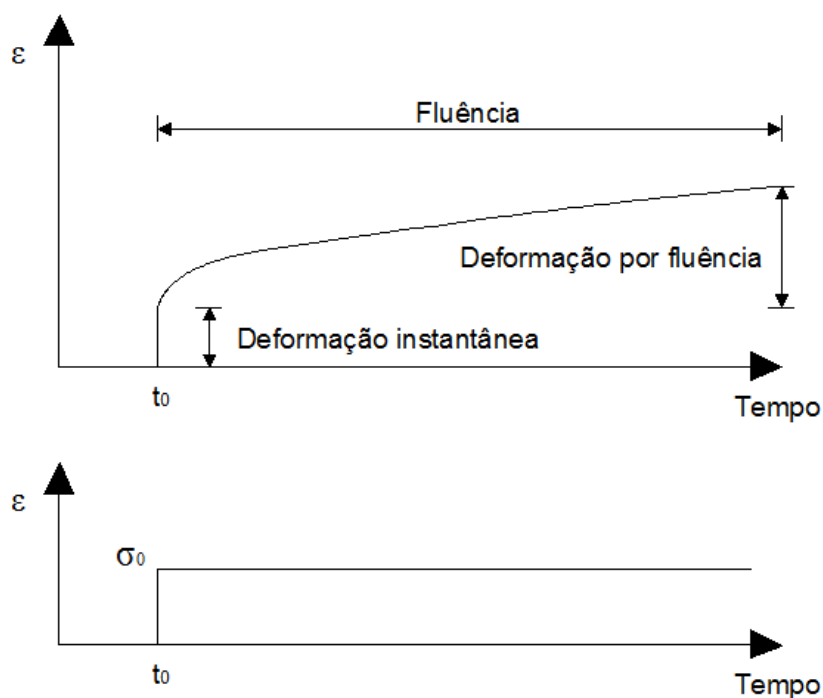


Figura 2.2 – Deformação do betão sujeito a tensão constante ao longo do tempo. Adaptado de Santos (2002)

É necessário ainda fazer referência que o nível de deformação associado à fluência depende não só do nível de carregamento e da idade do betão para esse carregamento, mas também da duração da carga.

Um fenómeno semelhante, denominado por relaxação, é verificado no aço de pré-esforço quando este se encontra sob extensão constante ao longo do tempo. A este fenómeno está associado uma perda de tensão do aço de pré-esforço.

Encontram-se representados, na figura que se segue, os diferentes tipos de perdas de pré-esforço desde o momento da sua aplicação. Note-se que esta figura representa uma situação de pós-tensão, ou seja, a aplicação do pré-esforço é feita depois do betão ter ganho presa. Contudo, esta imagem não é “válida” para uma situação de pré-tensão, ou seja, numa situação em que a armadura de pré-esforço é tensionada antes de se proceder à betonagem da secção.

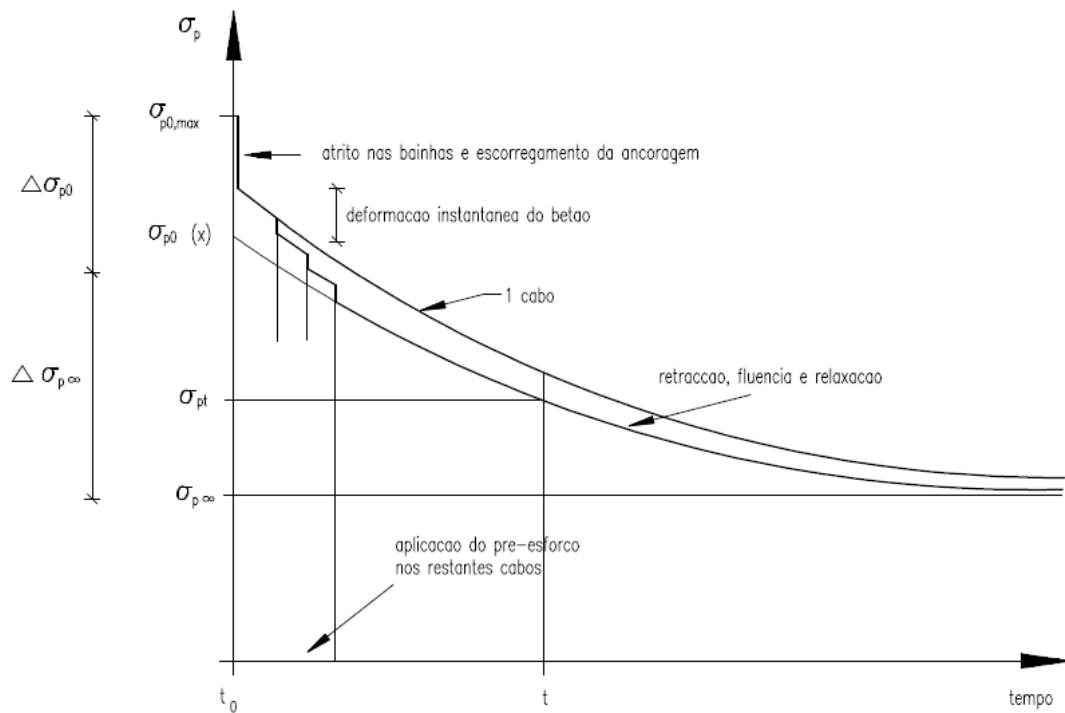


Figura 2.3 – Perda de pré-esforço. Figueiras (1993)

Estes dois efeitos diferidos, associados à retração, levam a que ocorram: alterações na geometria inicial conduzindo por vezes a deformações excessivas, a redistribuições de esforços nas estruturas, a perdas de pré-esforço em secções originadoras de trações potencialmente geradora de fissuras, concentrações locais de tensões, etc. (Santos, 2008).

Atualmente, os códigos estruturais apresentam metodologias para a consideração dos fenómenos descritos, permitindo assim a minimização dos danos provocados por estes. Contudo, o mesmo não acontecia no passado em que os conhecimentos sobre estes conceitos não eram muito profundos. Como tal, muitas estruturas existentes, dimensionadas no passado, apresentam nos dias de hoje danos relativos aos efeitos diferidos no tempo e que não foram devidamente contabilizados.

2.4.1.2. Evolução das solicitações

Muitas das estruturas que se encontram em funcionamento nos dias de hoje foram dimensionadas há algumas décadas. Como tal, estas estruturas foram dimensionadas à luz de códigos estruturais em vigor na altura. Presentemente, grande parte das estruturas são dimensionadas segundo os Eurocódigos.

Mais especificamente no caso das pontes rodoviárias, com o surgimento dos Eurocódigos, muitos dos pressupostos que eram apresentados no RSA e REBAP foram atualizados. Este facto contribui para que muitas das pontes dimensionadas à luz destes regulamentos, não cumprem as suas funções perante os Eurocódigos. O motivo pela qual isto acontece deve-se, ao aumento das sobrecargas de projeto apresentadas nos Eurocódigos, quando comparados com os regulamentos anteriores.

Note-se que as alterações nos regulamentos não surgem por acaso, estas acontecem pois certos estudos indicam que as sobrecargas utilizadas não representam da melhor forma, teoricamente, a função esperada para a estrutura. Como tal, esta situação pode fazer com que muitas das estruturas mais antigas apresentem sinais de degradação relacionados com as sobrecargas consideradas na altura.

2.4.1.3. Ação térmica

A ação térmica tem um papel considerável no dimensionamento de estruturas, sendo a primeira grande ação que não depende da gravidade.

Podem considerar-se dois tipos de ação térmica: a primeira que advém do calor de hidratação do betão, sendo esta mais considerável para betões de alta resistência usado para obras de carácter especial, como é o caso de pontes e a segunda, que se trata das ações térmicas provenientes das condições ambientais.

Relativamente à modelação deste tipo de ações, é feita pela aplicação na estrutura de uma variação de temperatura, existindo duas formas distintas para a sua consideração. Uma forma é a consideração da variação de temperatura como distribuída igualmente por todos os elementos da estrutura, sendo denominado por variação de temperatura uniforme. A segunda forma é denominada por variação temperatura diferencial, onde considera-se os elementos da estrutura sujeitos a variações de temperaturas diferentes.

A ação térmica ambiental tem uma importância significativa principalmente em elementos que apresentam restrições a deformações. O diferencial de temperatura, assim como os ciclos de gelo e degelo, provoca nestes elementos o seu desgaste e, conseqüentemente, a fissuração deste. Desta forma, é possível que as armaduras fiquem sujeitas à oxidação pondo em risco o bom funcionamento da estrutura e até mesmo o colapso desta, consoante o grau de corrosão das armaduras.

2.4.1.4. Ação do vento

A ação do vento é responsável pelo transporte de partículas suspensas na atmosfera que provocam a deterioração do betão e conseqüentemente das armaduras. Este também é responsável por induzir efeitos dinâmicos nas estruturas, principalmente nas de maiores alturas. Neste último caso, o vento produz movimentos oscilatórios nas estruturas provocando assim o desgaste dos respetivos materiais, associado ao fenómeno de fadiga.

2.4.1.5. Ação sísmica

À semelhança do que foi referido em 2.4.1.4, a ação sísmica produz efeitos dinâmicos nas estruturas e conseqüentemente a degradação dos materiais pertencentes à estrutura. Contudo, os danos provocados por este podem ainda ser mais graves, tendo em conta a intensidade do sismo e a capacidade de dissipação de energia da estrutura em causa.

O dimensionamento à ação sísmica pode ser realizado de acordo o Eurocódigo 8, no qual é feito um dimensionamento baseado na aplicação de forças e ainda tendo em conta o nível de desempenho que se pretende para a estrutura. Pretende-se assim com o dimensionamento de estruturas sujeitas à ação sísmicas, que estas mantenham um nível de segurança adequado após a ocorrência do sismo, mantendo-se um controlo de resistência, ductilidade e deformação

2.4.1.6. Ações acidentais

Entre as ações acidentais podem ser considerados os incêndios, as explosões e choques com a estrutura. Aos incêndios e às explosões encontram-se associados danos relativamente à deterioração dos materiais e perda de propriedades de resistência. Os danos apresentados não são exatamente os mesmos, pois estes variam na área de atuação da ação, na intensidade e ainda no tempo em que os elementos se encontram expostos à ação. Relativamente a choques com as estruturas, este encontram-se mais associados a pontes, onde o impacto de uma embarcação com um pilar, ou até mesmo com o tabuleiro, pode provocar a rotura destas. No caso de um edifício, o choque de um veículo até pode provocar danos em vários pilares, mas tratando-se de uma estrutura hiperestática, esta só colapsa se os danos forem significativamente grandes, para que os elementos estruturais não consigam suportar a redistribuição de esforços.

2.4.2. CAUSAS ASSOCIADAS À DURABILIDADE DOS MATERIAIS

Encontrando-se as estruturas expostas a agressões provocadas pelo meio envolvente, é natural que as estruturas com o passar do tempo apresentem sinais de degradação. A degradação mencionada dá-se ao nível dos materiais constituintes da estrutura, mais propriamente a deterioração do betão e corrosão das armaduras.

É necessário salientar que os dois fenómenos mencionados se encontram relacionados entre si, ou seja, a deterioração do betão faz com que as armaduras fiquem expostas a agentes agressivos, provocando a corrosão das armaduras e esta, por sua vez, pode agravar a deterioração do betão.

Neste subcapítulo serão abordados os fenómenos de degradação de ambos os materiais separadamente, mas torna-se necessário evidenciar que estes se encontram interligados.

Note-se ainda que o grau de degradação dos materiais encontra-se fortemente relacionado com o nível de agressividade do meio envolvente à estrutura, mas também à classe de betão utilizado na obra. Quanto maior a classe de betão utilizado, maior a sua resistência à compressão, sendo este mais compacto e apresentando assim uma estrutura menos porosa e permeável, dificultando assim a penetração de agentes agressivos nos diferentes materiais.

2.4.2.1. Deterioração do betão

Existem três tipos de ações que provocam a deterioração do betão: ação física, ação química e ação biológica. A ação física encontra-se associada a ações mecânicas na estrutura, provocando a fissuração do betão. As ações químicas estão sobretudo relacionadas com reações químicas que ocorrem entre o betão e os diversos agentes agressores existentes na atmosfera ou até mesmo reações entre os constituintes do betão. Em relação às ações biológicas, inserem-se neste grupo a degradação provocada por plantas ou animais, sendo o efeito aplicado na estrutura de ordens física e químicas, embora diferente das ações mencionadas anteriormente.

- Fissuração do Betão:

A fissuração representa um aspeto de relativa importância para a avaliação da integridade estrutural, pois tendo um conhecimento profundo sobre esta é possível perceber que tipo de ação se encontra na sua formação.

A formação das fissuras pode ser decorrente de tensões aplicadas na estrutura ou de deformações nos elementos estruturais. Neste caso, a fissura pode ser classificada como de origem externa. Caso se verifique a formação de fissuras sem que nenhuma força externa seja aplicada na estrutura, esta é considerada como de origem interna.

As principais causas que estão na génese da formação de fissuras encontram-se associadas aos seguintes efeitos:

- Retração;
- Efeitos diferidos, já referenciados em 2.4.1.1;
- Efeitos térmicos, referidos em 2.4.1.3;
- Ações aplicadas;
- Reações químicas do betão.

A retração é um fenómeno observado pelo betão que se encontra relacionado a diminuição do volume dos elementos. Estando os elementos restringidos à deformação, a retração provoca um aumento das tensões no betão, levando à sua fissuração. A retração pode ser classificada em retração plástica, retração de secagem e retração autogénea. A primeira surge antes do endurecimento do betão, ou seja, nos primeiros dias após a betonagem, e os restantes surgem após o endurecimento.

Encontrando-se a retração de secagem associada à migração da água através do betão endurecido, pode admitir-se que este processo é reversível uma vez que a migração tanto se pode efetuar para o interior ou para o exterior do elemento em causa. Portanto este processo encontra-se, de certa forma, relacionado com a humidade que o elemento apresenta, ou seja, numa situação em que a humidade do elemento aumente a retração pode diminuir.

De acordo com o Eurocódigo 2 (2004), a retração total pode atingir 0,6‰, o que equivale em termos de deformação, a uma variação uniforme de 60°C. Contudo, este fenómeno é relativamente lento no tempo, compensado em parte pela fluência e sendo um processo reversível, os seus efeitos reais são bastante inferiores ao máximo referido, mas muitas vezes suficientes para causar fissuração (Santos, 2008).

Relativamente à fissuração originada por sobrecargas, esta pode ser observada de forma simplificada, na imagem 2.4 para diferentes tipos de ações. A aplicação de sobrecargas provoca o aumento de tensões no betão, surgindo fissuras nas zonas onde as tensões de tração são superiores à capacidade resistente do betão para este tipo de tensões.

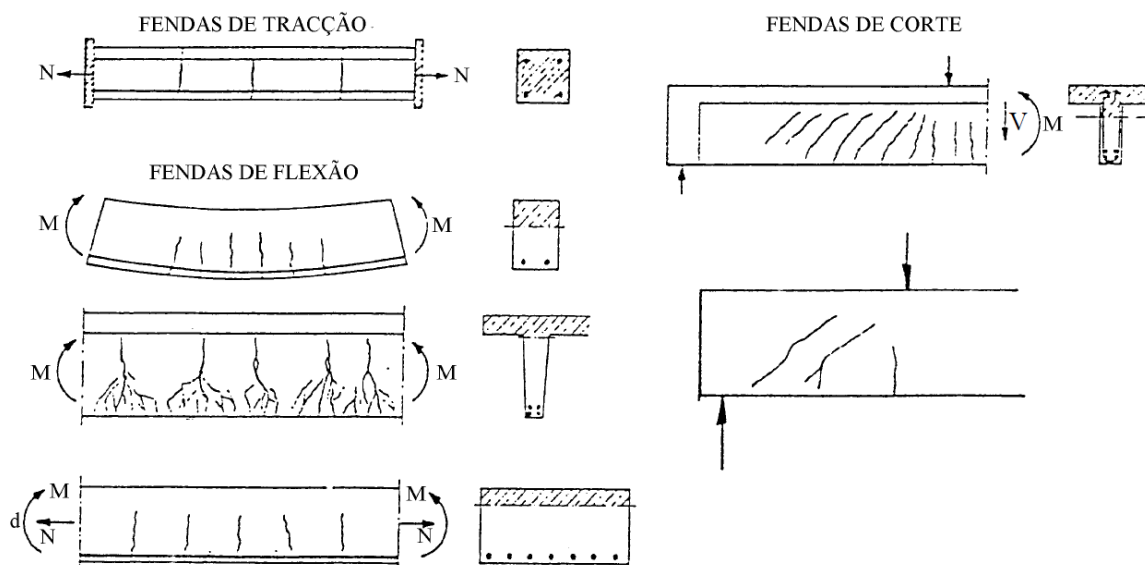


Figura 2.4 – Fissuração originado por cargas aplicadas. Adaptado de Figueiras (1997)

- Reações químicas do betão:

Neste caso a degradação do betão verifica-se pela reação química de certos constituintes do betão com os agentes agressores existentes no meio envolvente à estrutura. Existem vários tipos de reações químicas que provocam a deterioração do betão, tais como:

- **Carbonatação do betão:** Este tipo de reação desenvolve-se principalmente em centros urbanos onde os níveis de concentração de dióxido de carbono são elevados. Para que a reação se desenvolva é necessário a presença de água e dióxido de carbono, ou seja, caso a superfície exposta se encontre seca ou imersa a reação não prossegue. Para além da deterioração do betão, esta reação é ainda responsável pela despasse das armaduras.
- **Ataque dos sulfatos:** A degradação do betão verifica-se na superfície em contacto com sulfatos. Encontram-se em maior abundância em águas marítimas, podendo ser encontrados também nos solos. Este tipo de reação provoca no betão expansões, fissuração e descamação do betão, amolecimento e desintegração (Coutinho, 2001).
- **Ataque dos cloretos:** Os cloretos podem surgir de duas origens distintas, podendo estes encontrar-se nos constituintes do betão ou penetrarem no betão ao longo do tempo. Os primeiros são considerados como de origem interna, advêm da água de amassadura ou ainda juntamente com os agregados. Quanto aos segundos, considerados como de origem externa, encontram-se principalmente associados à água do mar e atacam a superfície do betão caso a estrutura se encontre em contacto com o meio marítimo ou então por transporte através do vento. Por outro lado, existe ainda a possibilidade de a estrutura se encontrar sujeita ao ataque dos cloretos, mesmo não se encontrando exposta a ambientes marítimos, como é o caso da utilização de sais descongelantes aplicados em pontes rodoviárias. A ação dos cloretos apesar de deteriorar o betão, ainda induz a corrosão das armaduras.
- **Ataque por ácidos:** A degradação provocada pelos ácidos é em parte semelhante às reações anteriormente descritas, onde o ácido reage com os componentes do betão, fazendo com que

este perca propriedades. Estes podem ser dissolvidos na presença de água, permanecendo as concavidades provocadas pelos ácidos.

- **Reação álcalis-silica:** Neste caso, e contrariamente ao exposto relativamente às reações anteriormente referidas, os agregados é que são os principais afetados pelo processo e não os compostos hidratados do cimento. A causa principal deste tipo de reação é a expansão e a fissuração do betão.

2.4.2.2. Corrosão das armaduras

A corrosão é a degradação que ocorre, ao nível das armaduras, quando estas ficam expostas às condições ambientais, bastando apenas o contacto com a água e oxigénio para que a corrosão se inicie. No entanto a corrosão pode ser efetuada por outros agentes existentes na atmosfera, assim como através de alguns reagentes químicos. Como tal, para combater a corrosão das armaduras, estas são envolvidas no betão que apresenta uma alcalinidade, impedindo desta forma a penetração dos agentes agressores.

A corrosão ataca as armaduras pertencentes a estruturas de betão armado e betão pré-esforçado, sendo que para as últimas o nível de controlo de conformidade é superior, uma vez que apresentam níveis de tensões superiores.

É importante ainda fazer referência para o facto de o processo de corrosão das armaduras estar associado à formação de ferrugem, cujos componentes podem atingir valores de volume muito superiores aos componentes do aço inicial. Desta forma, o aumento de volume das armaduras provoca um incremento de tensões no betão e, consequentemente, um aumento do grau de fissuração dos elementos, o que por sua vez aumenta a velocidade de corrosão das armaduras.

A corrosão é um fenómeno que põe em causa a segurança das estruturas, pois esta encontra-se associada à perda de secção por parte das armaduras, provocando na estrutura uma diminuição da sua resistência, rigidez e ductilidade.

2.4.3. CAUSAS ASSOCIADAS A ERROS

2.4.3.1. Erros de projeto

Esta secção engloba eventuais erros associados ao projeto, desde a fase de recolha de informação até à fase de apresentação das peças desenhadas. Existe assim, uma “infinidade” de erros associados à fase de projeto, podendo ser considerados como os mais frequentes, os exemplos que se seguem:

- Escolha de materiais inapropriados;
- Uso de sistemas estruturais impróprios para o cálculo da estrutura em causa;
- Ações determinadas erradamente;
- Utilização de programas de cálculo desajustados;
- Erros no cálculo estrutural;
- Erros ou falta de informação das peças desenhadas.

2.4.3.2. Erros de obra

Relativamente aos erros associados à obra, estes podem estar relacionados com os erros provenientes do projeto ou ao incumprimento deste, sobretudo ligadas à falta de informação ou erros nas peças desenhadas, assim como podem advir de erros humanos no processo de construção da estrutura. De seguida são apresentados alguns erros referentes ao último caso:

- Deficiente colocação da armadura;
- Má vibração do betão;
- Descofragem prematura;
- Imperfeições;
- Etc.

2.5. ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os ensaios constituem uma fase importante na avaliação de segurança de estruturas existentes, pois permitem quantificar com maior precisão o seu estado de conservação. Através dos ensaios experimentais torna-se possível determinar as propriedades físicas, químicas e mecânicas da estrutura ou dos seus materiais constituintes (Padrão, 2004).

O facto de existirem diversos ensaios possíveis a aplicar nas estruturas, implica que se concentre a atenção para o tipo de resultados que se pretende obter. Os ensaios são caracterizados pelo nível de danos que provocam na estrutura, podendo ser classificados como ensaios não destrutivos ou destrutivos. Os ensaios não destrutivos são normalmente usados na avaliação do estado de conservação da estrutura e na determinação da resistência dos seus materiais, sendo realizados de modo a que a estrutura continue apta ao funcionamento após o ensaio. Contrariamente, os ensaios destrutivos possibilitam a melhor compreensão do comportamento estrutural, implicando a destruição parcial ou totalmente do elemento alvo do ensaio.

Desta forma, apesar dos ensaios não destrutivos serem preferencialmente utilizados devido à maior facilidade e à sua rapidez de aplicação, e ainda ao facto de não danificar a estrutura, são os ensaios destrutivos que melhor contribuem para o conhecimento das estruturas.

Torna-se ainda prudente evidenciar que a presente secção se destina a fazer uma breve descrição, à semelhança da que foi feita para os danos, dos métodos de ensaio mais usuais aplicados a estruturas. Desta forma, tendo em conta que o âmbito desta dissertação se encontra relacionado com a avaliação da segurança de estruturas existentes, os ensaios que vão ser apresentados encontram-se associados à caracterização da estrutura, ou seja, determinação das propriedades dos materiais, assim como identificação de descontinuidades e fendas que esta apresente. Contudo, uma vez que só será feita uma breve descrição, este trabalho não serve de apoio à realização destes ensaios. Para tal propósito, deverá ser consultada bibliografia apropriada onde seja possível encontrar informação mais detalhada, como à é caso de Padrão (2004).

De seguida, encontram-se alguns dos ensaios mais utilizados, bem como a descrição dos parâmetros determinados e como se processam os dados obtidos.

2.5.1. ENSAIOS BASEADOS NA PROPAGAÇÃO DE ONDAS

Estes tipos de ensaios consistem na medição do intervalo de tempo entre ondas emitidas por aparelhos transmissores, ou geradas através de impulsos, e o aparelho de receção. Desta forma, sabendo a velocidade de propagação das ondas em cada material torna-se possível, através da distância e dos tempos de propagação entre o emissor e o recetor, estimar os valores correspondentes às propriedades dos materiais. Assim, torna-se possível estimar parâmetros como o módulo de Young ou módulo de elasticidade (E) e a resistência do betão à compressão, assim como o estado de fissuração do betão ou a localização aproximada das fissuras ou de vazios no seu interior. Dentro deste tipo de ensaios distinguem-se os apresentados de seguida.

2.5.1.1. Ensaio de Ultrassons

Este ensaio é efetuado através da propagação de ondas de ultrassom, podendo ser classificado de três formas, dependendo do modo como se processa a transmissão das ondas. Desta forma, este ensaio pode ser classificado como é indicado na figura 2.6: ensaio de transmissão direta, semi-direta e indireta ou superficial.

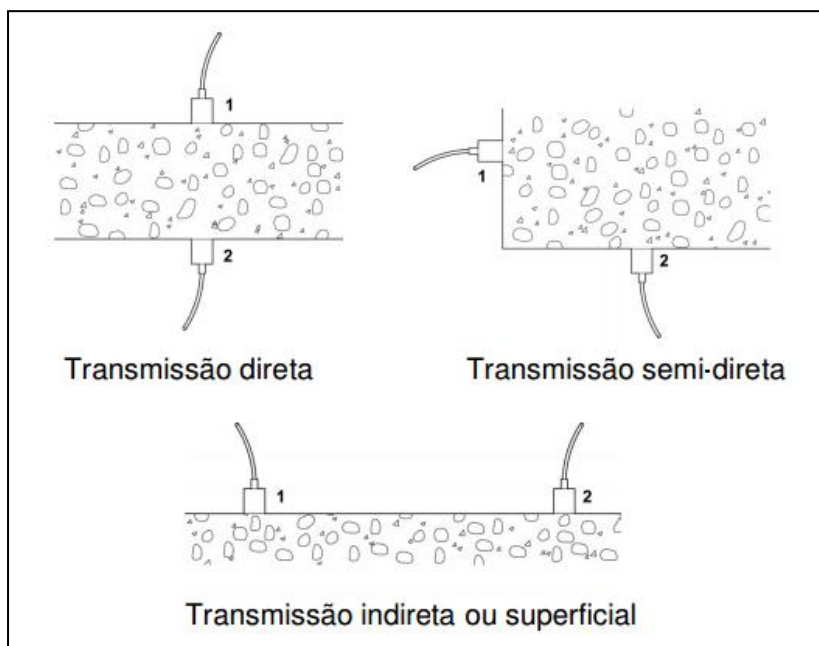


Figura 2.5 – Métodos de medição. Adaptado de Oz-LCQEF (n.d)

2.5.1.2. Ensaio eco ultrassónico

Para este ensaio, a transmissão do sinal e a sua receção é efetuada no mesmo local da superfície do elemento, o que representa desde já uma vantagem em relação ao ensaio anterior. A emissão resulta de um impulso provocado na superfície do material, medindo-se o tempo que a onda produzida demora a ser refletida (eco). Pode-se assim determinar a distância da superfície de reflexão da onda, uma vez conhecida a velocidade de propagação no elemento.

2.5.1.3. Ensaio impacto eco

Neste caso, a onda é produzida por uma perturbação elástica na superfície de um dado elemento, produzida pela queda de uma esfera. À semelhança do ensaio anterior, as ondas são refletidas, retomando o local onde foram “criadas”, sendo medido nesse local o tempo compreendido entre o impacto e receção do sinal. Este método revela-se eficaz na localização de fendas, assim como a medição da sua abertura, e na determinação da qualidade da ligação entre camadas de betão.

2.5.1.4. Ensaio sónico ou Cross Hole

Para a realização deste ensaio, procede-se à realização de dois furos, onde são colocados duas sondas sendo uma a emissora de impulsos sónico e a outra a recetora destes. Este método tem como vantagem a possibilidade de se poder definir a distância pretendida para a avaliação do elemento através da furação, apresentando como inconveniente o facto de não ser possível a sua realização em elementos muito estreitos ou de baixa rigidez, uma vez que a furação pode danificar significativamente o elemento em causa. Através deste processo é possível estimar as propriedades do material pertencente ao elemento avaliado.

2.5.2. MÉTODOS ELETROMAGNÉTICOS

2.5.2.1. Uso de Pacómetros

Os pacómetros são instrumentos que permitem induzir um campo eletromagnético interagindo com as armaduras existentes no elemento em análise. Desta forma, através da resistência das armaduras ao fluxo magnético gerado pelo pacómetro (relutância magnética), torna-se possível estimar a armadura existente no elemento. Isto é, caso o fluxo magnético gerado pelo pacómetro aumente, ou seja, estamos na presença de um elemento com armadura por a resistência ao fluxo magnético baixo. Caso a relutância seja alta, significa que o elemento em causa não contém armadura. O diâmetro da armadura torna-se possível de estimar, uma vez que este influencia a relutância no fluxo gerado. É ainda possível estimar o valor correspondente ao recobrimento, sendo que este também faz variar a resistência ao fluxo produzido pelo pacómetro.

2.5.2.2. Método do potencial de meia célula

Este método encontra-se associado à probabilidade do nível de corrosão apresentado pelas armaduras. O processo de corrosão envolve uma migração de eletrões para as armaduras, e de iões destas para o betão. Este processo faz com que as armaduras ganhem uma carga negativa, sendo na determinação desta carga que se baseia este método para a determinação da taxa de corrosão da armadura.

2.5.2.3. Método da polarização linear

Este método, tal como o anterior, é utilizado para determinar o grau de corrosão das armaduras. Consiste na provocação de uma perturbação do circuito instalado na superfície, obtendo informação da variação da tensão e da corrente por unidade de área da superfície da armadura (resistência de polarização). Dado que o inverso da resistência de polarização corresponde ao grau de corrosão, e sabendo o diâmetro do varão, é possível determinar a área efetiva de aço.

2.5.3. ENSAIOS *IN SITU* PARA A DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS RESISTENTES E DE DEFORMAÇÃO

2.5.3.1. Ensaio de provetes

Este ensaio permite a determinação da resistência à compressão do betão. Baseia-se no ensaio de um provete cilíndrico com o betão colocado em obra, no momento da betonagem. Neste caso o ensaio tem como principal objetivo, o controlo de qualidade do betão usado em obra, ou seja, verificar se o betão usado em obra ($f_{c, is}$) se encontra em conformidade como o betão definido no projeto (f_c). Por outras palavras, averiguar se o betão utilizado em obra apresenta no mínimo uma resistência igual à resistência indicada no projeto ($f_{c, is} \geq f_c$). Este processo também pode ser usado no caso de estruturas existentes, de onde são retiradas carotes e que são posteriormente ensaiadas de modo a estimar a resistência do betão ($f_{c, is}$) à data da avaliação de segurança desta.

2.5.3.2. Teste de dureza superficial

Este ensaio é realizado por um esclerómetro ou martelo de Schmidt, podendo através deste estimar o valor da resistência à compressão do betão. Através do esclerómetro aplica-se uma pressão sobre o elemento, do qual se pretende obter os resultados, derivado de um disparo de um pistão, que ao embater no elemento sofre um recuo. Assim, com o valor do recuo do pistão, e através de correlações, torna-se possível estimar a resistência à compressão do betão.

2.5.3.3. Teste de resistência à penetração

Este ensaio consiste, à semelhança do método anterior, mas com uma energia de embate muito superior, em fazer penetrar uma sonda, também denominada por pistola de Windsor, no elemento estrutural em que se pretende realizar o ensaio. A sonda que penetra no elemento apresenta propriedades de elevada dureza, devido às fibras de aço de que é constituída. Assim, através da profundidade de penetração da sonda, torna-se possível estimar a resistência à compressão do betão constituinte do elemento estrutural.

2.5.3.4. Ensaio de arranque ou Pull-Out

Este ensaio consiste em arrancar uma peça composta por um disco de metal ligado a um veio de arranque, embebido no betão na data da betonagem, através do recurso a um macaco hidráulico. A força máxima associada ao arranque da peça permite, através de correlações, estimar a resistência de tração e de compressão do betão.

2.5.3.5. Ensaio Dinamarquês e Ensaio de fratura interna

Ambos os ensaios consistem na furação do betão para a colocação de dispositivos de arranque. Estes ensaios diferem do diâmetro de furação e da profundidade deste, assim como do dispositivo de arranque, sendo a sua geometria igual ao do furo (Ensaio Dinamarquês) ou apresentando uma forma troco-cónica (Ensaio de fratura interna). Ao dispositivo de arranque de cada um dos métodos encontra-se associado uma anilha ou uma bucha, para o ensaio dinamarquês e de fratura interna, respetivamente, que efetua o contacto com o betão. O ensaio termina com a medição da força correspondente ao arranque do dispositivo do betão, sendo possível através desta, a determinação da resistência à compressão do betão.

2.5.3.6. Ensaios de aderência ou Pull-Off

Este ensaio consiste na determinação do valor correspondente à força de tração, necessária para arrancar de um disco de aço, que se encontra fixado na superfície do betão. O disco é fixado à superfície do betão por intermédio ligantes resistência elevada, como é o caso da resina epóxi. Após a devida consolidação do disco na superfície de betão, aplica-se gradualmente um incremento de força, até se obter o valor correspondente à força de rotura à tração do betão.

2.5.4. ENSAIOS DE CARGA

Este ensaio consiste em avaliar o comportamento elástico e linear de uma estrutura quando submetida a sucessivos incrementos uniformes de carga. A avaliação é feita através da monitorização das deformações e aberturas de fendas, nos elementos sujeitos a esforços de flexão. Pretende-se com este verificar a eficiência da estrutura, ou seja, verificação dos estados limites sem que seja comprometida a segurança da estrutura e aspetos ligados sua durabilidade.

2.5.5. ENSAIOS DINÂMICOS

Por intermédio deste ensaio é possível determinar o módulo de elasticidade, assim como verificar o comportamento estrutural e a integridade da estrutura. Este baseia-se na medição das frequências próprias de vibração, podendo desta forma comparar o comportamento real da estrutura ou dos elementos estruturais com o modelo numérico, uma vez que a massa da estrutura e a sua rigidez são conhecidos.

3

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES

3.1. INTRODUÇÃO

Como já foi referido, a integridade estrutural representa um dos aspetos mais relevantes, senão mesmo o mais relevante, no dimensionamento de uma estrutura. E como tal, a estrutura deverá apresentar um comportamento íntegro ao longo de toda a vida útil, o que requer que o seu estado seja avaliado com o passar dos tempos.

Por outro lado, o facto de os materiais e a própria estrutura se degradarem ao longo dos tempos, faz com que o dimensionamento de uma estrutura nova envolva características diferentes das referentes à sua avaliação para um dado momento da sua existência.

Deste modo, esta secção será dedicada à diferenciação entre o processo de avaliação de segurança de uma estrutura nova e a avaliação de segurança para um dado período de vida da mesma. Será feita uma distinção das condições, associadas ao método dos coeficientes parciais, para a verificação da segurança de estruturas novas, de estruturas existentes e de estruturas a reforçar, assim como os valores correspondentes aos parâmetros associados a cada situação.

Serão ainda referidos alguns documentos, que servem de apoio à avaliação da segurança de estruturas existentes, sendo apresentado uma metodologia de dimensionamento.

3.2. DIMENSIONAMENTO VERSUS SEGURANÇA

Para melhor compreensão da diferença entre o dimensionamento de estruturas novas e a avaliação de segurança de estruturas existentes, será feita uma apresentação do procedimento usualmente considerado para cada uma das situações mencionadas.

No dimensionamento de uma estrutura nova, são definidos o sistema estrutural e a geometria de cada secção transversal. Em seguida, são escolhidos os materiais que vão fazer parte da estrutura, tendo em conta a sua capacidade resistente. Numa fase seguinte, procede-se ao cálculo das ações aplicadas na estrutura, através dos valores característicos e ainda coeficientes para a combinação de ações e para o tipo de ação (frequente, quase-permanente ou característica). Estes valores podem ser retirados de normas em vigor, Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983) ou Eurocódigo 0 (2002) e Eurocódigo 1 (2002), para os diferentes tipos de utilização. Sendo conhecidos os valores de cálculo das ações aplicadas na estrutura, procede-se ao cálculo dos esforços atuantes através de métodos de análise estrutural (Ver secção 3.3.3). Por último, procede-se à comparação entre os esforços atuantes, calculados para o Estado Limite Último de Ações (ULS), com as resistências das

secções. Caso se verifique que os efeitos das ações são superiores à resistência da secção em causa, significa que esta não se encontra em segurança. Nestes casos, pode-se sempre recorrer ao aumento da área dos materiais resistentes de uma dada secção (betão ou aço) ou/e mudar a classe de resistência dos materiais inicialmente definidos. Repete-se este processo até que os esforços atuantes sejam inferiores à resistência da secção em análise.

No caso da avaliação da segurança de uma estrutura existente, o procedimento a seguir é completamente distinto. Neste caso, dado a estrutura se encontrar edificada, a sua geometria já se encontra definida, podendo recorrer-se à sua medição. É ainda importante referir que o facto de se poder visitar o local torna possível a identificação do estado de conservação dos elementos estruturais. Note-se que esta fase é crucial, no sentido de averiguar se as dimensões e geometria das secções se encontram em conformidade com aqueles que são apresentadas no projeto de execução. De seguida, fica apenas a faltar a determinação das propriedades resistentes dos materiais. Os respetivos valores poderão ser medidos através da realização de ensaios, sendo estes do tipo destrutivos, semidestrutivos ou não destrutivos. Contudo, a realização dos ensaios não é estritamente obrigatória, sendo possível a utilização dos valores indicados no projeto de dimensionamento. No entanto, é de todo conveniente a realização de ensaios, uma vez que os valores obtidos por estes se aproximam mais da realidade, sendo possível desta forma reduzir a incerteza associada às propriedades dos materiais e consequentemente aumentar o rigor da avaliação da segurança.

Como se pode perceber através do que foi descrito anteriormente, no processo de avaliação de uma estrutura existente encontra-se disponível uma quantidade de informação substancialmente maior e mais rigorosa, relativamente ao dimensionamento de uma estrutura nova. Note-se ainda, que o procedimento acima descrito se aplica a todo o tipo de estruturas, desde as mais simples às mais complexas.

3.3. AÇÕES E RESISTÊNCIAS

3.3.1. INTRODUÇÃO

Conforme foi dito no final do subcapítulo anterior, o facto da avaliação de estruturas existentes estar associado a uma redução das incertezas relativamente à resistência dos materiais e às ações que atuam na estrutura, será de todo conveniente que se utilizem coeficientes de segurança diferentes daqueles que são correntemente usados e que foram calibrados para estruturas novas.

Como tal, neste subcapítulo vai ser feita a apresentação dos correspondentes valores de coeficientes de segurança a utilizar no dimensionamento de estruturas novas, assim como a adaptação destes para a utilização na avaliação de segurança de estruturas existentes e ainda para o caso de, nesta última situação, haver a necessidade de a reforçar.

3.3.2. NÍVEIS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

Encontram-se associadas aos métodos de verificação da segurança inúmeras incertezas, relativas à caracterização das variáveis correspondentes às ações e à resposta estrutural, que devem ser consideradas de modo adequado. Assim, a aplicação destes métodos no dimensionamento de uma estrutura ou elemento estrutural, deverá assegurar que os estados limites não sejam excedidos, tendo em conta a sua probabilidade de ocorrência, podendo desta forma garantir uma margem de segurança em relação a tais estados limites.

A probabilidade de rotura (isto é, de ser atingido um estado limite) representa o custo que a sociedade está “disposta” a assumir, em termos de perdas de vida humanas, consequências económicas e perigos vários para a comunidade em geral (Henriques, 1998). Contudo, o facto de a estrutura poder atingir um estado extremo, não implica que esta obrigatoriamente irá colapsar, mas sim a necessidade de uma reavaliação do seu estado de segurança. De modo simplificado, a probabilidade de rotura é considerada como uma boa representação da incerteza associada ao dimensionamento.

De seguida são apresentados os diferentes métodos, dispostos por níveis de complexidade crescente, segundo o qual se pode efetuar um estudo da verificação da segurança estrutural (Henriques, 1998).

Nível 0: Corresponde a análises puramente determinísticas. As variáveis envolvidas no processo de dimensionamento têm valores estritamente determinísticos, sendo as incertezas consideradas através de coeficientes de segurança globais. Geralmente, estes coeficientes são estimados empiricamente através de experiências passadas.

Nível 1: Refere-se aos métodos designados por semi-probabilísticos. A variabilidade das ações e das características resistentes dos materiais é considerada através de valores representativos (nominais ou característicos) associados com coeficientes parciais de segurança, γ . Os valores característicos são definidos a partir dos valores médios, dos coeficientes de variação (ou desvios-padrão) e da função de distribuição. Os coeficientes parciais de segurança são aferidos, geralmente, a partir de métodos probabilísticos do nível 2 ou, do nível 3. Os métodos de nível 1 são habitualmente utilizados nas normas de estruturas para definir regras de dimensionamento.

Nível 2: Corresponde a métodos probabilísticos baseados na caracterização das variáveis básicas que intervêm no processo, através de medidas que descrevem a tendência central (geralmente os valores médios) e a sua dispersão, no cálculo da probabilidade de ser atingido um estado limite. A avaliação probabilística da segurança é efetuada por técnicas numéricas aproximadas, recorrendo a hipóteses simplificadas na determinação dessa probabilidade.

Nível 3: Diz respeito a métodos puramente probabilísticos, baseados em técnicas que têm em conta a distribuição conjunta de todas as variáveis básicas. A probabilidade de ser atingido um dado estado limite é calculada analiticamente (viável somente para casos muito simples) ou, mais correntemente, usando métodos de simulação.

De forma simplificada, a informação acima descrita pode ser organizada de acordo com o gráfico apresentado na figura 3.1, apresentado no Eurocódigo 0 (2002):

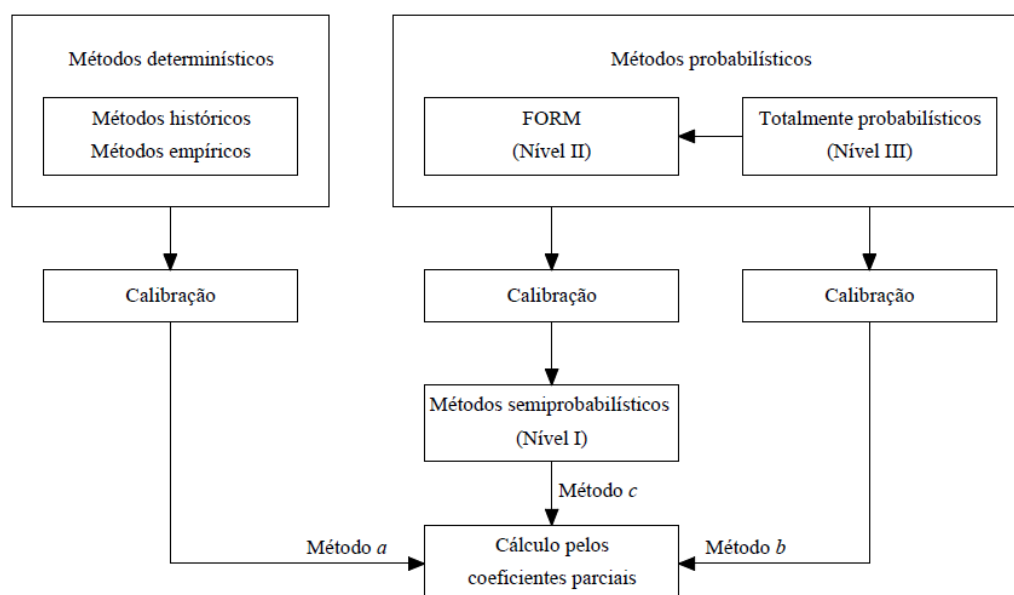


Figura 3.1 – Método para a calibração dos coeficientes parciais. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002)

3.3.3. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

O objetivo principal dos métodos de análise estrutural é determinar, para toda a estrutura ou para parte desta, a distribuição de esforços, tensões, extensões e deslocamentos. Desta forma, é possível recorrer a uma verificação da resistência das secções transversais ou verificações locais, tendo por base os efeitos das ações.

Devem ser utilizados modelos para a geometria da estrutura e do seu comportamento, adequados ao problema em análise. Os modelos de análise frequentemente usados para proceder a uma análise estrutural são os seguintes:

- Análise Linear Elástica
- Análise Linear Elástica com Redistribuição Limitada
- Análise Plástica
- Análise Não Linear

Análise Linear Elástica: É baseada na teoria da elasticidade, podendo através desta proceder a uma avaliação da segurança da estrutura ou elementos pertencentes desta, tanto para os estados limites últimos (ULS) como para os estados limites de utilização (SLS). Torna-se possível por intermédio desta, proceder ao cálculo de esforços internos das secções transversais, assim como das suas deformações.

Análise Linear Elástica com Redistribuição Limitada: Poderá ser aplicada na verificação de segurança de elementos estruturais para as situações de ULS, tendo em conta a influência de uma redistribuição de esforços. Desta forma, os momentos flectores calculados para uma situação de ULS, através de uma análise linear elástica, poderão ser redistribuídos desde que se continue a verificar o equilíbrio de forças aplicadas na estrutura ou elemento estrutural. Este tipo de análise, apresenta uma distribuição de esforços com um grau de rigor maior sobretudo nas zonas onde existem concentração de momentos e forças, quando comparado com uma análise linear elástica.

Análise Plástica: Só se deverá aplicar no caso de ser necessário a avaliação de segurança para os ULS, baseando-se no método do limite inferior ou superior. Neste método é necessário confirmar que a estrutura ou elemento estrutural possui a ductilidade suficiente para que se consiga atingir o mecanismo pretendido, ou seja, verificar se a estrutura adquire a capacidade necessária para atingir uma deformação plástica. Desta forma, desde que se verifique as condições anteriormente referidas, é possível proceder a uma distribuição de esforços para uma zona onde ainda exista uma reserva de resistência. Assim, torna-se possível dimensionar a estrutura para um carregamento superior, quando comparados com os métodos de análise anteriormente descritos, o que indica que o presente método é o mais realista na distribuição de esforços para a verificação de segurança da estrutura.

Análise Não Linear: Este método pode ser utilizado tanto para os estados limites último, assim como para os estados limites de utilização. Para que se possa proceder a uma análise não linear, é necessário que sejam satisfeitas as condições de equilíbrio como as de compatibilidade, assim como os materiais devem apresentar um comportamento não linear adequado. Como tal, as características de rigidez associadas aos materiais devem ser consideradas o mais realista possível, de modo a que estejam presentes nestas as incertezas relativas à rotura.

Existem ainda métodos mais complexos que podem servir de apoio aos métodos de análise referidos, como é o caso do Método dos Elementos Finitos. Este baseia-se na discretização do meio contínuo em elementos de dimensão reduzida, para os quais são estabelecidos as relações geométricas construtivas e equações de equilíbrio. O equilíbrio da estrutura face às ações aplicadas é definido a partir do agrupamento (assemblagem) dos elementos finitos, tendo em conta as equações de equilíbrio estabelecidas para cada elemento, as relações de compatibilidades e as ligações ao exterior (Henriques, 1998).

Note-se ainda que os métodos anteriormente apresentados encontram-se organizados por ordem crescente de realismo face ao comportamento estrutural.

3.3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

3.3.4.1. Dimensionamento de estruturas novas

A avaliação de segurança por via analítica envolve, num projeto de uma obra nova, o estabelecimento de um modelo que simule as ações, as propriedades dos materiais e o comportamento da estrutura, e envolve a definição dos critérios e níveis de segurança (Monteiro, 1999).

A generalidade dos códigos estruturais, no que diz respeito ao dimensionamento aos ULS, tem por base os fundamentos descritos pela metodologia do nível 1. Como tal, recorrendo ao Eurocódigo 0 (2002), a segurança estrutural é possível de ser garantir caso se verifique a seguinte condição:

$$E_d = E\{F_{rep}, \gamma_{sd}, \gamma_f\} \approx E\{F_{rep}, \gamma_F\} \leq R_d = R\left\{\eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}, \gamma_{Rd}\right\} \approx R\left\{\eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}\right\} \quad (3.1)$$

Podendo ainda ser escrita da seguinte forma:

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E\{F_{rep}, \gamma_f\} \approx \gamma_F \cdot E\{F_{rep}\} \leq R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}\right\} \approx \frac{1}{\gamma_M} R\{\eta \cdot X_k\} \quad (3.2)$$

sendo:

- E_d - Valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço, ou um vetor representando vários esforços;
- F_{rep} - Valor representativo da ação;
- γ_{sd} - Coeficiente parcial relativo as incertezas e o rigor na modelação dos efeitos das ações;
- γ_f - Coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção a possibilidade de desvios do valor da ação em relação aos seus valores representativos.
- γ_F - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações. Resulta da multiplicação de γ_{sd} e γ_f ;
- R_d - Valor correspondente à resistência de cálculo;
- η - Valor médio do fator de conversão que tem em conta os efeitos de volume e escala, os efeitos da temperatura e humidade, e outros considerados relevantes;
- X_k - Valor característico da propriedade do material ou do produto;
- γ_{Rd} - Coeficiente parcial de segurança que abrange a incerteza do modelo de resistência e também os desvios geométricos no caso de estes não serem explicitamente modelados;
- γ_m - Coeficiente parcial relativo aos desvios dos valores das propriedades dos materiais em relação aos valores de cálculo e ainda às incertezas na relação entre as propriedades dos materiais na estrutura e os seus valores obtidos em provetes;
- γ_M - Coeficiente parcial de segurança relativos às resistências. Surge da multiplicação de γ_{Rd} e γ_m .

Apresentada a expressão relativa à verificação da segurança no dimensionamento de estruturas, fica agora a faltar a indicação do procedimento para a determinação dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações (γ_F) e às resistências (γ_M), habitualmente utilizados pelos projetistas.

Começando por fazer referência aos coeficientes de parciais de segurança relativamente às ações (γ_F), estes distinguem-se como sendo de carácter permanente ou variável e ainda pelo contributo para os valores de cálculo, podendo estes serem favoráveis ou desfavoráveis.

Conforme o Eurocódigo 0 (2002) os valores correspondentes aos coeficientes parciais de segurança γ_F , para os estados limites últimos são os seguintes:

-Ações permanentes:	$\gamma_F = 1,35$	(Situação desfavorável)
	$\gamma_F = 1,0$	(Situação favorável)
-Ações variáveis:	$\gamma_F = 1,50$	(Situação desfavorável)
	$\gamma_F = 0$	(Situação favorável)

Relativamente aos valores do coeficiente parcial de incerteza do modelo, γ_{sd} , segundo a nota 4 relativa ao quadro A1.2(B) do Eurocódigo 0 (2002), estes deverão apresentar valores variando entre os 1,05 e os 1,15. Desta forma, e não havendo mais informação relativamente a estes coeficientes disponibilizada nos Eurocódigos, apresenta-se de seguida os valores aconselhados pelo Model Code 1990 (1990):

-Ações permanentes:	$\gamma_{sd} = 1,15$
-Ações variáveis:	$\gamma_{sd} = 1,10$

Uma vez que os coeficientes parciais de segurança relativos às ações são obtidos pelo produto de γ_{sd} e γ_f , então este último pode ser determinar da seguinte forma:

$$\gamma_f = \frac{\gamma_F}{\gamma_{sd}} \quad (3.3)$$

Como forma de organização e de facilidade na consulta dos valores anteriormente referidos, estes encontram-se apresentados no quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Valores dos coeficientes parciais relativos às ações

Ações	Situação	γ_f	γ_{sd}	γ_F
Permanentes	Desfavoráveis	1,17	1,15	1,35
	Favoráveis	0,87		1
Variáveis	Desfavoráveis	1,36	1,10	1,50
	Favoráveis	0		0

Relativamente aos valores característicos das ações, são obtidos tendo em conta um dado Período de Vida Útil espectável para a estrutura. Normalmente recorre-se a um valor de 50 anos, mas caso a obra seja de carácter especial, como é o caso de uma ponte ao qual corresponde a um Nível de Risco mais elevado, é usual utilizar um valor superior. Quer isto dizer que, para um dado Período de Vida Útil de uma estrutura, encontra-se associado uma probabilidade de rotura cujo valor não pode ser ultrapassado.

De forma idêntica, o mesmo será feito para a apresentação dos coeficientes parciais de segurança relativos às resistências (γ_M). Neste caso, tratando-se de parâmetros relacionados com as propriedades dos materiais, os valores dos correspondentes coeficientes podem ser consultados no Eurocódigo 2 (2004), sendo estes os seguintes:

$$\text{-Betão} \quad \gamma_M = \gamma_C = 1,5$$

$$\text{-Aço} \quad \gamma_M = \gamma_S = 1,15$$

Mais uma vez, devido à falta de informação referente aos coeficientes parciais de segurança, γ_{Rd} e γ_m , recorreu-se novamente ao Model Code 1990 (1990), obtendo o seguinte valor $\gamma_{Rd} = 1,10$ tanto para o aço como para o betão.

Assim, os valores associados aos coeficientes parciais relativos às incertezas dos materiais podem ser determinados através da seguinte forma:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_M}{\gamma_{Rd}} \quad (3.4)$$

De forma idêntica, o mesmo é feito para o cálculo das resistências, fazendo distinção entre os coeficientes referentes ao betão e aço encontram-se organizados no seguinte quadro:

Quadro 3.2 – Coeficientes parciais relativos às resistências

Material	γ_{Rd}	γ_m	γ_M
Betão	1,10	1,35	1,5
Aço	1,10	1,05	1,15

Como se pode observar, os coeficientes parciais referentes às incertezas das propriedades dos materiais associados aos valores de cálculo do aço são consideravelmente mais baixos do que os relativos ao betão. Tal deve-se sobretudo à menor dispersão de valores obtidos nos ensaios, para a determinação dos valores associados à sua resistência.

Finalmente, em casos especiais onde existam dúvidas quanto às ações ou ainda ao comportamento estrutural, prejuízos elevados derivados do colapso da estrutura, ou controlo deficiente da execução da obra ou mesmo no uso de materiais, os coeficientes parciais de segurança anteriormente definidos podem ser ajustados por forma a manter o necessário grau de segurança à estrutura (RSA-Art 9.5, 1983).

3.3.4.2. Estruturas existentes

De forma análoga à secção anterior pretende-se, utilizando novamente a metodologia de Nível 1, proceder à avaliação da segurança aos estados limites últimos de uma estrutura com danos existentes ou ainda, caso se altere o tipo de utilização da estrutura. Como tal, para que seja verificada a segurança é necessário que se cumpra a seguinte condição:

$$E'_d = \gamma'_{sd} \cdot E\{F'_{rep}, \gamma'_f\} \approx \gamma'_F \cdot E\{F'_{rep}\} \leq R'_d = \frac{1}{\gamma'_{Rd}} \cdot R\left\{\eta \cdot \frac{X'_k}{\gamma'_m}\right\} \approx \frac{1}{\gamma'_M} \cdot R\{\eta \cdot X'_k\} \quad (3.5)$$

em que:

- E'_d - Valor de cálculo do efeito das ações. Para este caso não deverá ser usado uma análise linear em geral;
- F'_{rep} - Valor representativo da ação. Caso se adotem restrições na utilização da estrutura, poderão ser reduzidas as ações acidentais e as ações variáveis, atendendo ao horizonte de vida útil;
- γ'_{sd} - Coeficiente parcial relativo às incertezas e o rigor na modelação dos efeitos das ações, face aos supostos danos existentes;
- γ'_f - Coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção a possibilidade de desvios do valor da ação em relação aos seus valores representativos. Neste caso deve ser estudada a possibilidade de se obter informação mais realista da obra, sobre as ações a que a estrutura se encontra sujeita;
- γ'_F - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações. Resulta da multiplicação de γ'_{sd} e γ'_f ;
- R'_d - Valor correspondente à resistência de cálculo, atendendo ao nível de dano;
- η - Valor médio do fator de conversão que tem em conta os efeitos de volume e escala, os efeitos da temperatura e humidade, e outros considerados relevantes;

- X'_k - Devem ser considerados os valores reais das propriedades dos materiais ou dos produtos, através da avaliação da estrutura;
- γ'_{Rd} - Coeficiente parcial de segurança que abrange a incerteza do modelo de resistência e também os desvios geométricos no caso de estes não serem explicitamente modelados. Deverá ainda ser considerada a incerteza adicional da modelação da degradação da estrutura, assim como a possibilidade de se poder obter informação mais apropriada das reais dimensões dos elementos estruturais;
- γ'_m - Coeficiente parcial relativo aos desvios dos valores das propriedades dos materiais em relação aos valores de cálculo e ainda às incertezas na relação entre as propriedades dos materiais na estrutura e os seus valores obtidos em provetes. Deverá ser avaliada a possibilidade de se obter informação adicional e mais realista das propriedades dos materiais existentes na estrutura;
- γ'_M - Coeficiente parcial de segurança relativos às resistências. Surge da multiplicação de γ'_{Rd} e γ'_m .

Neste caso, tratando-se de uma estrutura existente, o seu restante período de vida útil poderá estar comprometido, tanto devido ao seu estado de degradação, assim como à viabilidade económica caso haja necessidade de a reparar ou reforçar. Como tal, é necessário ter em atenção aos valores das ações a considerar, especialmente às ações variáveis, uma vez que as permanentes conseguem ser estimadas com relativa precisão.

Ainda relativamente aos valores das ações, existe ainda a possibilidade de se considerar valores inferiores ou superiores aos que foram utilizados no projeto de dimensionamento. Tal é possível, caso seja considerado um grau de exigência menor ou maior devido às suas condições, respetivamente. Por outras palavras, caso se verifique uma alteração do tipo de utilização da estrutura onde as sobrecargas sejam inferiores ou superiores, respetivamente, à inicialmente dimensionada. Este também é possível caso seja atribuído à estrutura um nível de segurança menor ou maior, respetivamente, à estrutura inicial.

No capítulo 4, será apresentado uma metodologia para a determinação dos valores de cálculo das ações, através da redefinição dos coeficientes parciais de segurança, γ'_F , mantendo-se os valores característicos das ações. Esta redefinição será feita em função do novo Período de Vida Útil e do correspondente Nível de Risco.

De seguida, será tratada a forma de relacionar os coeficientes relativos ao dimensionamento de estruturas novas, com aqueles a utilizar na avaliação de estruturas existentes. Neste caso, apenas se a estrutura não apresentar qualquer dano, a relação entre estes será a de igualdade ($\gamma'_{sd} = \gamma_{sd}$), caso contrário poderá considerar-se para ações em geral, segundo o GTG21-CEB (1989) (Monteiro, 1999):

$$\gamma'_{sd} = \Omega_1 \cdot \gamma_{sd} = 1,1 \cdot \gamma_{sd} \quad (3.6)$$

De forma idêntica, o mesmo foi indicado segundo o GTG21-CEB (1989) a relação entre os coeficientes γ'_{f1} e γ'_{f2} , como sendo, $\gamma'_{f1} = \Omega_2 \cdot \gamma_{f1}$, onde Ω_2 toma os seguintes valores (Monteiro, 1999):

-Ações permanentes: $\Omega_2 = 0,93$

-Ações variáveis: $\Omega_2 = 1,0$

Assim sendo, organizando os coeficientes acima descritos, encontra-se apresentado na equação 3.7 a forma como se relaciona o coeficiente parcial de segurança, γ'_F , no momento de avaliação de uma estrutura existente, com o coeficiente, γ_F , com que a estrutura foi inicialmente dimensionada. É importante fazer referência, que a relação apresentada pela equação 3.7 apenas pretende relacionar os coeficientes parciais de segurança, mantendo desta forma os valores característicos das ações apresentados nos códigos regulamentares. Contudo ao proceder-se desta forma, terá de se introduzir um novo coeficiente parcial de segurança, γ_k , para fazer face à variação do Período de Vida Útil e a variação do Nível de Risco.

$$\gamma'_F = \gamma'_{sd} \cdot \gamma'_f \cdot \gamma_k = (\Omega_1 \cdot \gamma_{sd})(\Omega_2 \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_{sd} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F \quad (3.7)$$

sendo:

- γ'_F - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações, associado a uma estrutura existente;
- γ_k - Coeficiente parcial de segurança que relaciona os valores característicos de uma ação, para diferentes períodos de vida útil e níveis de risco, no dimensionamento de uma estrutura;
- Ω_1 - Coeficiente que relaciona γ_{sd} e γ'_{sd} ;
- Ω_2 - Coeficiente que relaciona γ_f e γ'_f ;
- γ_F - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações, associado a uma estrutura a dimensionar.

Substituindo agora na equação 3.7 os valores correspondentes ao coeficientes, Ω_1 e Ω_2 , anteriormente apresentados, obtém-se as seguintes relações:

$$\begin{aligned} \text{-Ações permanentes:} \quad & \gamma'_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 0,93 \cdot \gamma_F = \gamma_F \\ \text{-Ações variáveis:} \quad & \gamma'_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F \end{aligned}$$

No capítulo 4 será apresentado um procedimento de cálculo dos valores de γ_F , fazendo variar o Período de Vida Útil e o Nível de Risco da estrutura, que por sua vez podem entrar nas relações anteriores.

Relativamente às propriedades resistentes dos materiais, estas poderão ser determinadas através da informação existente no projeto e na obra. Podendo estes tratar-se de valores característicos, através do projeto, ou ainda valores obtidos em ensaios. Caso haja falta de informação relevante, ou ainda, caso os materiais constituintes da estrutura apresentem um grau de degradação significativo, deverão realizar-se ensaios a fim de se obter informação mais rigorosa sobre os parâmetros resistentes dos materiais. No caso do betão é possível determinar a sua resistência média à compressão, a partir de ensaios realizados a carotes retiradas da obra. O Eurocódigo 0 (2002), propõe uma estimativa da resistência característica ou de cálculo, de um dado elemento, em função do número de ensaios realizados. No capítulo 4, será descrito o processo de cálculo apresentado pelo Eurocódigo 0 (2002), sendo este utilizado na metodologia apresentada para a avaliação de segurança a estruturas existentes.

Para a avaliação da resistência dos materiais pertencentes a uma estrutura existente, o Eurocódigo 8 Parte 1-4 (1995) indica-nos os valores referentes aos coeficientes parciais de segurança, γ'_{Rd} , tendo em conta a classe de importância da estrutura em causa (Monteiro, 1999):

-Classe de importância I e II:	$\gamma'_{Rd} = 1,30$
-Classe de importância III:	$\gamma'_{Rd} = 1,10$
-Classe de importância IV:	$\gamma'_{Rd} = 1,00$

Para o caso dos coeficientes parciais de segurança, γ'_m , o Eurocódigo 8 Parte 1-4 (1995) recomenda a utilização dos seguintes valores, em função do rigor dos ensaios realizados aos materiais (Monteiro, 1999):

-Betão existente:	$\gamma'_m = 1,20$ (caso os efeitos de fluência estejam praticamente terminados e se avalie a resistência do betão através de suficientes ensaios <i>in situ</i>).
-Armaduras existentes:	$\gamma'_m = 1,05$ (caso a estrutura não apresente danos significativos e se proceda a uma adequada amostragem dos varões, de modo a determinar os seus diâmetros e tensão de cedência).

Note-se que para os valores de resistência dos materiais não é possível proceder da mesma forma usada para as ações, ou seja, elaborar uma relação entre os coeficientes relativos ao dimensionamento e os relativos à estrutura existente, em função do restante Período de Vida Útil (T_B). Tal deve-se sobretudo à variabilidade associada ao problema, quer isto dizer, que depende de estrutura para estrutura, assim como do nível de danos que esta apresenta, a geometria e propriedades dos materiais e à dificuldade associada à modelação da evolução das propriedades do betão. Desta forma, e podendo-se recorrer a ensaios para a determinação das propriedades dos materiais, é de todo aconselhável a utilização dos coeficientes apresentados, pois a estes estão associados um maior grau de certeza relativos às suas resistências.

3.3.4.3. Estruturas a reforçar

Na presente secção pretende-se simular a necessidade de se efetuar o reforço de uma estrutura, quando esta se encontra danificada. Como tal, à semelhança do que foi tratado anteriormente, será novamente utilizado a metodologia referente ao nível 1, como fim de avaliar a segurança aos estados limites últimos. De seguida, é apresentada a relação que caracteriza a segurança da estrutura a reforçar:

$$E''_d = \gamma''_{sd} \cdot E\{F''_{rep}, \gamma''_f\} \approx \gamma''_F \cdot E\{F''_{rep}\} \leq R''_d = \frac{1}{\gamma''_{Rd}} \cdot R \left\{ \eta \cdot \frac{X'_k}{\gamma'_m}, \eta \cdot \frac{X''_k}{\gamma''_m} \right\} \approx \frac{1}{\gamma''_M} \cdot R\{\eta \cdot X'_k, \eta \cdot X''_k\} \quad (3.8)$$

Note-se que os coeficientes parciais referentes aos materiais apresentam “'” e “''”, estes têm como principal objetivo representar uma situação de avaliação da segurança de uma estrutura existente e a reforçar, respetivamente.

sendo:

- E''_d - Valor de cálculo do efeito das ações. Para este caso não deverá ser usado uma análise linear em geral;
- F''_{rep} - Valor representativo da ação. Deverão ser utilizados os valores indicados nos códigos estruturais;

- γ''_{sd} - Coeficiente parcial relativo às incertezas e o rigor na modelação dos efeitos das ações, face aos supostos danos existentes e ainda à incerteza relativa ao comportamento da estrutura reforçada ou reparada, face às ações aplicadas que lhe estão aplicadas;
- γ''_f - Coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção a possibilidade de desvios do valor da ação em relação aos seus valores representativos. Deverão ser utilizados os valores apresentados nos códigos estruturais;
- γ''_F - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações. Resulta da multiplicação de γ''_{sd} e γ''_f ;
- R''_d - Valor correspondente à resistência de cálculo, atendendo ao nível de dano e às tensões iniciais dos materiais existentes. Deve ainda considerar a forma como estes interagem com os novos materiais;
- η - Valor médio do fator de conversão que tem em conta os efeitos de volume e escala, os efeitos da temperatura e humidade, e outros considerados relevantes;
- X'_k - Devem ser considerados os valores reais das propriedades dos materiais ou dos produtos, através da avaliação da estrutura;
- X''_k - Devem ser considerados valores mais baixos, como forma de garantir que as tensões dos novos materiais e os existentes se comportem de uma forma mais uniforme e como tal evitar que as tensões se concentrem nos novos materiais;
- γ''_{Rd} - Coeficiente parcial de segurança que abrange a incerteza do modelo de resistência e também os desvios geométricos no caso de estes não serem explicitamente modelados. Deverá ainda ser considerada a incerteza adicional da modelação da degradação da estrutura e de igual modo do comportamento dos elementos de reforço. É ainda conveniente, ter em consideração a possibilidade de se poder obter informação mais apropriada das reais dimensões dos materiais;
- γ'_m - Coeficiente parcial relativo aos desvios dos valores das propriedades dos materiais em relação aos valores de cálculo e ainda às incertezas na relação entre as propriedades dos materiais na estrutura e os seus valores obtidos em provetes. Deverá ser avaliada a possibilidade de se obter informação adicional e mais realista das propriedades dos materiais existentes na estrutura;
- γ''_m - Coeficiente parcial relativo aos desvios dos valores das propriedades dos materiais em relação aos valores de cálculo e ainda às incertezas na relação entre as propriedades dos materiais na estrutura e os seus valores obtidos em provetes. Este deve considerar o grau de dificuldade inerente ao processo de reforço e à qualidade das técnicas de reforço ou reparação;
- γ''_M - Coeficiente parcial de segurança relativos às resistências. Surge da multiplicação de γ''_{Rd} e γ'_m .

Neste caso, tratando-se da avaliação da segurança de uma estrutura a reforçar é de todo conveniente utilizar uma metodologia semelhante à apresentada na secção anterior, ou seja, para o cálculo de esforços apenas se irá afetar os coeficientes parciais de segurança. Como tal, os valores característicos das ações deverão ser no mínimo os propostos pelos códigos estruturais, para um Período de Vida igual a 50 anos, caso se trate de uma estrutura corrente.

Por outro lado, o valor característicos das ações pode ainda ser agravado independentemente de se considerar um Período de Vida útil de 50 anos, conforme o Nível de Risco que se pretende para a estrutura.

Para os coeficientes parciais de segurança à semelhança do indicado no subcapítulo anterior e segundo o GTG21-CEB (1989) podem ser consideradas as seguintes relações (Monteiro, 1999):

-Coeficientes parciais de segurança, γ''_{sd} :

$$\text{-Ações em geral:} \quad \gamma''_{sd} = \Omega_1 \cdot \gamma_{sd} = 1,1 \cdot \gamma_{sd}$$

-Coeficientes parciais de segurança, γ''_f : $\gamma''_f = \Omega_2 \cdot \gamma_f$

$$\text{-Ações permanentes:} \quad \Omega_2 = 0,93$$

$$\text{-Ações variáveis:} \quad \Omega_2 = 1,0$$

Reunindo a informação acima apresentada, é possível determinar o coeficiente parcial de segurança relativo às ações da seguinte forma:

$$\gamma''_F = \gamma''_{sd} \cdot \gamma''_f \cdot \gamma_k = (\Omega_1 \cdot \gamma_{sd}) (\Omega_2 \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_{sd} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F \quad (3.9)$$

em que:

- γ''_F - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações, associado a uma estrutura existente;
- γ_k - Coeficiente parcial de segurança que relaciona os valores característicos de uma ação, para diferentes períodos de vida útil e níveis de risco, no dimensionamento de uma estrutura;
- Ω_1 - Coeficiente que relaciona γ_{sd} e γ''_{sd} ;
- Ω_2 - Coeficiente que relaciona γ_f e γ''_f ;
- γ_F - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações, associado a uma estrutura a dimensionar.

Substituindo os valores apresentados na expressão anterior, obtém-se a seguinte relação de coeficientes globais de segurança:

$$\text{-Ações permanentes:} \quad \gamma''_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 0,93 \cdot \gamma_F = \gamma_F$$

$$\text{-Ações variáveis:} \quad \gamma''_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F$$

Importa ainda referir que o coeficiente parcial de segurança, γ_F , tem em conta a variação do Período de Vida Útil e do Nível de Risco da estrutura. O método de determinação do coeficiente em causa será apresentado no capítulo 4.

Neste caso, visto que se trata de uma estrutura a reforçar ou a reparar é pressuposto que os materiais apresentem um desempenho inferior àquele com que foram inicialmente considerados. Desta forma, para os valores característicos deverão ser considerados valores inferiores aos utilizados no projeto inicial, pois os elementos constituintes da estrutura podem encontrar-se danificados ou degradados, não conseguindo assim mobilizar tais valores de resistências.

O cálculo da capacidade resistente dos elementos de reforço, pode ser efetuado através dos seguintes métodos:

- Por modelação do elemento reforçado, simulando o nível de danos e o estado de tensões que os diferentes materiais apresentam. Pretende-se ainda com este método, perceber o comportamento dos diferentes materiais, principalmente ao longo da superfície de ligação do material de reforço com o existente. Assim sendo, é relevante fazer referência que este método apresenta um grau de dificuldade consideravelmente elevado, pois envolve a simulação de diversos aspetos relevantes para a análise.
- Proceder à simulação de um modelo em laboratório, procurando-se com este a simulação das condições reais da estrutura. Este também representa um método de difícil execução pois pretende-se caracterizar as condições de degradação dos materiais e situações de fendilhação da estrutura. No âmbito de programas de pesquisa, são por vezes recolhidos na própria estrutura elementos nessas condições para tomar o ensaio mais realista (Monteiro, 1999).

3.4. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES

Na presente secção será apresentada uma metodologia considerada adequada para proceder a uma correta avaliação de estruturas existentes. A metodologia em causa, tendo por base o SAMCO (2006) e a ISO 13822:2010 (2010), propõe a consideração de seis níveis para proceder à avaliação. Os níveis referidos encontram-se ordenados por grau de complexidade, ou seja, o nível mais baixo corresponde à forma mais simples de se proceder à avaliação da estrutura. Desta forma, é aconselhável apenas recorrer a níveis de avaliação superiores caso não se verifica a segurança no nível inferior. No entanto, apesar de não ser recomendável, pode recorrer-se a níveis superiores numa primeira instância, caso a estrutura em análise apresente um grau de importância significativamente elevado ou em situações em que exista informação suficiente para admitir que níveis mais baixos não verifiquem a segurança.

Note-se que, para o caso de avaliação de pontes, encontra-se disponível em COST 345 (2004) e em BRIME (2001) os correspondentes níveis de avaliação.

Os níveis de avaliação propostos para a avaliação da segurança de estruturas existentes, são os seguintes:

Nível 0: Avaliação qualitativa não formal

A avaliação baseia-se na experiência do engenheiro, sendo usualmente utilizado como forma de pré-avaliação da estrutura. Através desta, é possível avaliar visualmente os efeitos de degradação, tais como a corrosão nas armaduras, fissuras e fragmentação no betão.

Nível 1: Determinação baseada na medição dos efeitos das ações

A avaliação é efetuada, medindo o comportamento da estrutura quando sujeita a um caso de carga e comparando os valores obtidos com os valores limites. Relativamente aos valores limites, estes podem ser obtidos através da consulta dos códigos estruturais. É ainda importante referir que, para este nível de avaliação é necessário recorrer-se a uma revisão de projeto como forma a evitar possíveis acidentes na execução dos ensaios de carga, não existindo neste nível qualquer tipo de análise estrutural.

Nível 2: Método dos coeficientes parciais, baseado na revisão de documentos

Para este caso, a avaliação de segurança e das condições em serviço é feita recorrendo a informação relativa à altura do projeto ou da construção e ainda recorrendo à inspeção de outros documentos. Neste tipo de avaliação, a análise estrutural é geralmente efetuada usando métodos de análises simples, como é o caso da análise linear elástica, usando coeficientes parciais para verificar a segurança da estrutura, assim como o seu comportamento em serviço.

Nível 3: Método dos coeficientes parciais, com base em inspeções suplementares

Neste método, recorre-se a ensaios não destrutivos para a determinação da capacidade resistente dos materiais pertencentes à estrutura. Deste modo, torna-se possível proceder à verificação da segurança da estrutura e das suas condições em serviço usando coeficientes parciais de segurança. No entanto, para este tipo avaliação de segurança são usados modelos de análise estrutural mais refinados e detalhados.

Nível 4: Modificação dos coeficientes parciais.

Neste caso, a verificação da capacidade resistente da estrutura efetua-se modificando os coeficientes parciais de segurança. Para este caso, é necessário ter em especial atenção as propriedades estruturais, assim como condições externas, pois estas podem comprometer o nível de confiança da medição. A análise através da modificação dos coeficientes parciais de segurança, é conseguida por intermédio do estudo de estruturas que apresentem um comportamento estrutural semelhante à estrutura que se encontra sobre avaliação.

Nível 5: Avaliação probabilística

Neste tipo de avaliação, são definidas todas as variáveis básicas e as suas correspondentes propriedades estatísticas. Desta forma, as incertezas associadas à avaliação da segurança são modeladas de forma probabilística, ou seja, para este tipo de avaliação não são utilizados coeficientes parciais de segurança, uma vez que se faz uma análise de conformidade estrutural.

A metodologia anteriormente apresentada encontra-se organizada no seguinte quadro:

Quadro 3.3 – Esquema de Níveis de Avaliação. Adaptado do SAMCO (2006)

Níveis de Avaliação	Objetivos	Metodologia		
Avaliação Não Formal Nível 0	Avaliação Qualitativa	Inspeção visual Análise baseada na Experiência		
Avaliação Baseada na Medição Nível 1	Avaliação Quantitativa	Determinação dos efeitos das cargas	Verificação	
		Medição do comportamento da estrutura para uma situação de serviço	Comparação com valores limite	
Avaliação Baseada em Modelos	Avaliação Quantitativa	Determinação dos Efeitos das Ações		Verificação
		Aquisição de Informação	Análise Estrutural	
Revisão de Documentação.		Modelos Estruturais Simples	Determinística	
Inspeções.				
Monotorização das Ações Estáticas;		Modelos Refinados (MEF, Análise não Linear)	Semi-Probabilística	
Detioração				
Monotorização das Ações Variáveis;				
Influências Ambientais.				
Nível 4		Ensaio e Medições das Propriedades dos Materiais	Modelos de Elementos Finitos Adaptados	Métodos Probabilísticos Aproximados
Nível 5		Monotorização dos Efeitos de Ações Dinâmicas	Modelos de Elementos Finitos Estocásticos ¹	Métodos Probabilísticos de Simulação

¹ Derivados de problemas não determinísticos, com origem em eventos aleatórios apresentando iguais probabilidades de ocorrência.

4

PROCEDIMENTO PARA A VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES

4.1. INTRODUÇÃO

O principal objetivo deste capítulo consiste em descrever o método proposto para a análise da segurança de estruturas existentes.

O facto de os Eurocódigos estarem principalmente direccionados para o dimensionamento de estruturas novas faz com que nem sempre a avaliação da segurança de estruturas existentes se proceda da melhor forma. Como tal, a incorreta avaliação da segurança de estruturas existentes pode traduzir-se na necessidade de se recorrer à reparação ou ainda ao reforço da estrutura, falhando desta forma um dos propósitos deste tipo de avaliação, ou seja, minimizar a intervenção na estrutura sem por em causa a sua segurança. Este facto por sua vez resulta geralmente num sobredimensionamento dos elementos de reforço, contribuindo desta forma a um gasto desnecessário de materiais e de recursos económicos, comprometendo assim mais um dos requisitos principais do Eurocódigo, que é o dimensionamento económico.

Pretende-se, assim, descrever um processo de verificação da segurança de uma estrutura existente com o objetivo de avaliar a necessidade de reparação da estrutura ou tornar mais económico este processo, caso a segurança não se verifique. Ambiciona-se que este seja de aplicação expedita, possibilitando a facilidade na sua compreensão e na sua utilização.

O processo de avaliação da segurança será feito tendo por base o método dos coeficientes parciais de segurança, sendo apresentado uma forma de ajustar esses coeficientes de segurança para o fim pretendido para a estrutura.

Será também apresentado, no final desta secção um exemplo de aplicação simples, para a ilustração da metodologia proposta.

4.2. DESCRIÇÃO DOS CONCEITOS UTILIZADOS NO MÉTODO PROPOSTO

O procedimento adotado para a avaliação da segurança de estruturas existentes, é em parte semelhante ao efetuado para o dimensionamento de estruturas novas. Desta forma, pretende-se que uma dada secção verifique a segurança quando sujeita a um dado tipo de esforços. A secção considera-se segura quando o valor de cálculo correspondente à sua resistência (R_d), é superior ao esforço de cálculo que lhe é aplicada (E_d). Podendo ser representada através da seguinte relação:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

Esta relação pode ser escrita, como apresentada no capítulo 3, para a avaliação da segurança de estruturas existentes da seguinte forma:

$$E'_d = \gamma'_{sd} \cdot E\{F'_{rep}, \gamma'_f\} \approx \gamma'_F \cdot E\{F'_{rep}\} \leq R'_d = \frac{1}{\gamma'_{Rd}} \cdot R\left\{\eta \cdot \frac{X'_k}{\gamma'_m}\right\} \approx \frac{1}{\gamma'_M} \cdot R\{\eta \cdot X'_k\} \quad (4.2)$$

Note-se que não será apresentado para esta equação o significado das respetivas variáveis, uma vez que estas já foram definidas no capítulo 3. Como tal, pode-se consultar o significado destas variáveis no seguimento da equação 3.5 evitando, assim, a repetição de informação. Todavia, encontra-se também no início deste documento uma lista de símbolos, seguidos da sua definição, onde estes podem ser consultados.

Assim, a metodologia proposta consiste nas seguintes etapas:

- 1 - Identificar o período de vida útil restante para a estrutura existente;
- 2 - Definir os valores de cálculo das ações;
- 3 - Calcular os esforços de cálculo para as diferentes secções da estrutura;
- 4 - Determinar as propriedades dos materiais e posteriormente os valores de cálculo da resistências das secções;
- 5 - Avaliar a segurança da estrutura.

Este subcapítulo incidirá sobretudo no ajuste dos coeficientes parciais de segurança para a determinação dos valores de cálculo das ações e na determinação dos valores de cálculo das propriedades dos materiais. Os conceitos mencionados serão acompanhados de alguns exemplos por forma a facilitar a compreensão na aplicação do procedimento proposto.

No capítulo 5 será apresentada esta metodologia a um exemplo de aplicação prática para a exemplificação de todo o processo de cálculo.

4.2.1. VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES

Os valores de cálculo das ações podem ser determinados através da multiplicação dos valores característicos das ações com o respetivos coeficientes parciais de segurança, podendo ser traduzido através da seguinte equação:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k \quad (4.3)$$

sendo:

- F_d - Valor de cálculo de uma ação;
- γ_F - Coeficiente parcial de segurança relativo à ação;
- F_k - Valor característico da ação.

Esta secção será apenas dedicada à modelação das ações variáveis, uma vez que é possível estimar com um grau de aproximação aceitável as ações permanentes, estando estas principalmente associadas ao peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais. Como tal, pode-se afirmar que ao longo do Período de Vida Útil da estrutura o valor das ações permanentes serão aproximadamente constantes, o que não trará diferenças significativas dos valores já utilizados. Seguindo a mesma linha de pensamento, o facto de este tipo de ação se manter aproximadamente constante, apresentando pequena dispersão em torno do seu valor médio traduz-se numa continuidade de valores utilizados no projeto de dimensionamento, independentemente da variação dos níveis de exigência da estrutura, caso se altere o seu tipo de utilização.

Por outro lado, existindo uma grande variedade ao nível do tipo de ações variáveis (sobrecargas, neve, vento, sismos, entre outros) encontram-se associados diferentes valores característicos. Acresce a este ainda, o facto de haver inúmeros períodos de vida possíveis para proceder à avaliação da segurança de uma estrutura. Assim, caso se pretendesse proceder à modificação dos valores característicos das ações, atendendo aos fatores mencionados, chegaríamos a inúmeras soluções diferentes. Ora esta forma de proceder não seria a mais indicada, pois só o facto de termos vários tipos de ações variáveis faria com que fosse necessário determinar o correspondente valor característico para cada uma delas. Desta forma, este procedimento exigiria um vasto volume de cálculo e consequentemente seria muito moroso. Como tal, o processo que será apresentado nesta secção, será efetuado através do ajuste dos coeficientes parciais de segurança mantendo-se, assim, os valores característicos propostos pelos regulamentos para o dimensionamento de estruturas novas.

Deste modo, o ajuste dos valores dos coeficientes parciais de segurança poderá ser efetuado fazendo variar o Período de Vida Útil ou/e o Nível de Risco da estrutura existente.

4.2.1.1. Variação do Período de Vida Útil

Como já foi referido, as estruturas são dimensionadas para que mantenham a integridade estrutural e consequentemente as suas funções, durante um dado tempo limite, sendo este denominado por Período de Vida Útil. Como tal, os coeficientes de segurança utilizados para o projeto de novas estruturas encontram-se associados com o Período de Vida Útil da obra, sendo este normalmente igual a 50 anos. No caso de ser necessário recorrer à avaliação da segurança da estrutura, para um dado tempo de vida da obra inferior, tais coeficientes podem ser excessivos. Tal consideração pode, em muitos casos, indicar que a estrutura não se encontra em segurança, o que poderá não ser verdade.

Assim sendo, é de todo aconselhável proceder a um ajuste dos coeficientes parciais de segurança, de tal forma a que tais coeficientes possam estar de acordo com o período de vida útil pretendido para a estrutura existente e consequentemente, possam apresentar valores mais adequados.

Note-se que este método pode ainda ser empregue no caso de ser necessário reparar ou reforçar a estrutura por mais anos do que esta foi dimensionada, mas neste caso o ajuste obtido para os coeficientes globais de segurança terão de ser mais exigentes do que os utilizados no momento de projeto.

É importante referir que segundo Calgaro (1996) a Lei de Gumbel, ou também denominada por Distribuição Máxima de Extremos do Tipo 1, é correntemente utilizada para descrever a distribuição das ações variáveis, nomeadamente aquelas associadas a fenómenos naturais. É possível por intermédio desta distribuição a determinação dos valores máximos anuais das ações variáveis. Esta encontra-se dependente do valor da sua moda (u) e da sua dispersão ($1/\alpha$), sendo representada pela figura 4.1 e caracterizada pelas seguintes expressões:

- Função de distribuição $F(x) = \exp[-e^{-\alpha \cdot (x-u)}] = -e^{-e^{-\alpha \cdot (x-u)}}$ (4.4)

- Função densidade de probabilidade: $f(x) = \frac{dF}{dx} = \alpha \cdot \exp(-\alpha \cdot (x-u) - e^{-\alpha \cdot (x-u)})$ (4.5)

- Função inversa: $x = u - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln[-\ln(F(x))]$ (4.6)

- Média: $\mu = u + \frac{0,57722}{\alpha}$ (4.7)

- Desvio padrão: $\sigma = \frac{\pi}{\alpha \cdot \sqrt{6}} \cong \frac{1,2825}{\alpha}$ (4.8)

- Coeficiente de variação: $V \cong \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot (\alpha \cdot u + 0,57722)} \cong \frac{1,2825}{\alpha \cdot u + 0,57722}$ (4.9)

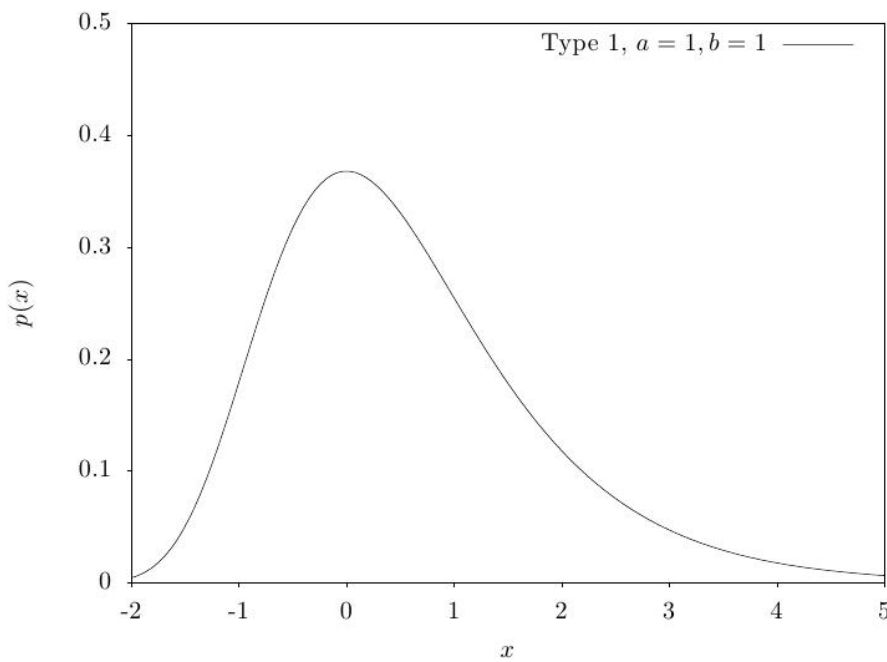


Figura 4.1 – Função densidade de probabilidade da Lei de Gumbel. BC GNU (2013)

Reescrevendo as equações 4.7 e 4.8 em função de u e α , respetivamente, e sabendo que o desvio padrão do maior dos máximos anuais pode ser obtido através de $\sigma = V \cdot \mu$, é possível escrever a equação 4.6 apenas em função do coeficiente de variação. Assim, a equação 4.6 passa a ser escrita da seguinte forma:

$$x = \mu \cdot \left[1 - \frac{0,5722 \cdot V}{1,2825} - \frac{\ln(-\ln(F(x))) \cdot V}{1,2825} \right] \quad (4.10)$$

É necessário referir que a equação apresentada será usada, posteriormente, para a definição dos valores relativos aos coeficientes parciais de segurança das ações variáveis.

Para a metodologia que se segue, pretende-se adaptar os coeficientes parciais de segurança para o intervalo de tempo entre o momento da verificação de segurança da estrutura e o Horizonte de Projeto

da estrutura, sendo este último, o período de vida definido para a estrutura no momento do seu dimensionamento. Para que tal seja possível, é necessário relacionar dois Períodos de Vida Útil distintos, ou seja, relacionar o Período de Vida Útil para o qual a estrutura foi projetada (normalmente igual a 50 anos, para estruturas em geral), T_A , com aquele que se pretende para a estrutura na data da sua verificação de segurança, T_B .

Através da Hipótese da Estacionaridade, ou seja, quando a ocorrência de um acontecimento relativo a uma dada variável x é independente do tempo. Como tal, a probabilidade de ocorrência de um dado acontecimento é a mesma para um período de vida útil T_A e T_B , tornando-se assim possível escrever a relação entre as funções de distribuição para os dois Períodos de Vida Útil da seguinte forma:

$$F_{T_B}(x) = F_{T_A}(x)^{T_B/T_A} \quad (4.11)$$

em que:

$F_{T_B}(x)$ - Função de distribuição para o Período de Vida Útil T_B ;

$F_{T_A}(x)$ - Função de distribuição para o Período de Vida Útil T_A ;

De seguida, antes de ser feita a descrição do método de alteração dos coeficientes parciais de segurança, será descrita a forma como se obtém o coeficiente parcial de segurança relativo às ações, para a avaliação da segurança de estruturas, γ_F . Pretende-se assim obter o valor correspondente ao coeficiente parcial de segurança relativo às ações, relacionando as variáveis pertencentes ao Período de Vida Útil T_B e o T_A . Desta forma, a obtenção do coeficiente parcial de segurança de segurança relativo aos desvios entre os valores de cálculo e o correspondente valor da ação, para um Período de Vida Útil T_B , é dado pela seguinte equação:

$$\gamma_{fB} = \frac{x_{dB}}{x_{kB}} \quad \Leftrightarrow \quad x_{dB} = \gamma_{fB} \cdot x_{kB} \quad (4.12)$$

Introduzindo o coeficiente que relaciona os valores característicos de uma dada ação para os diferentes Períodos de Vida Útil, a equação 4.12 passa a ser escrita da seguinte forma:

$$x_{dB} = \gamma_{fB} \cdot \gamma_{kB} \cdot x_{kA} \quad (4.13)$$

Relativamente ao coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas associadas à modelação das ações para um dado Período de Vida Útil T_B , este pode ser traduzido por intermédio da seguinte expressão:

$$\gamma_{SdB} = \frac{x_{SdB}}{x_{dB}} \quad \Leftrightarrow \quad x_{SdB} = \gamma_{SdB} \cdot x_{dB} \quad (4.14)$$

Relacionando as equações 4.13 e 4.14 obtém-se os valores de cálculo para as ações, para um Período de Vida Útil T_B , utilizando os valores característicos referentes ao Período de Vida Útil T_A , sendo representado por:

$$x_{SdB} = \gamma_{SdB} \cdot \gamma_{fB} \cdot \gamma_{kB} \cdot x_{kA} \quad (4.15)$$

Desta forma, é possível afirmar que o valor do coeficiente parcial de segurança para uma dada ação é obtido pela multiplicação dos três coeficientes parciais anteriormente referidos:

$$\gamma_F = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{fB} \cdot \gamma_{kB} \quad (4.16)$$

sendo:

- γ_F - Coeficiente parcial de segurança para uma dada ação;
- γ_{Sd} - Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas associadas à modelação das ações;
- γ_{fB} - Coeficiente parcial de segurança associado aos desvios entre as ações e os valores de cálculo;
- γ_{kB} - Coeficiente parcial de segurança que relaciona os valores característicos de uma dada ação para os diferentes Períodos de Vida Útil e/ou diferentes Níveis de Risco;

Introduzidos os conceitos anteriores, será de seguida apresentado o processo de obtenção dos diferentes coeficientes parciais de segurança. Como tal, será utilizada a equação 4.10 para relacionar os dois valores característicos x_{kA} e x_{kB} , para os respetivos Períodos de Vida Útil T_A e T_B , obtendo assim o coeficiente parcial de segurança, γ_{kB} , através da seguinte equação:

$$\gamma_{kB} = \frac{x_{kB}}{x_{kA}} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right]} \quad (4.17)$$

sendo:

- $F(x_{kB})$ - Função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor característico x_{kB} ;
- $F(x_{kA})$ - Função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor característico x_{kA} ;

Podendo $F(x_{kB})$ e $F(x_{kA})$ ser determinados da seguinte forma:

$$F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/T_B} \quad (4.18)$$

$$F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/T_A} \quad (4.19)$$

Sabendo que o coeficiente parcial de segurança γ_{fB} é traduzido pela equação 4.12, é possível através da equação 4.10 definir as suas variáveis, passando esta a ser definida pela seguinte expressão:

$$\gamma_{fB} = \frac{x_{dB}}{x_{kB}} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]} \quad (4.20)$$

sendo:

- $F(x_{kB})$ - Função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor característico x_{kB} ;
- $F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$ - Função de distribuição de probabilidade anual para uma ação de valor cálculo de $\gamma_{fB} \cdot x_{kB}$;

Podendo de forma idêntica ao apresentado pela equação 4.18, e assumir que $F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$ é determinado da seguinte forma:

$$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})^{1/TB} \quad (4.21)$$

De forma análoga, é possível obter o correspondente valor da função de distribuição anual $F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})$:

$$F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) = F_{TA}(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{1/TA} \Leftrightarrow F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{TA} = F_{TA}(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) \quad (4.22)$$

Atribuindo agora o mesmo valor para as funções de distribuição de probabilidade, ou seja, admitindo que $F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})$ é possível reescrever a equação 4.21 da seguinte forma:

$$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})^{1/TB} = F_{TA}(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{1/TB} = F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{TA/TB} \quad (4.23)$$

O valor da função de distribuição de probabilidade para valor de cálculo de uma dada ação, $F_{TA}(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})$, pode ser obtido por reorganização da equação semelhante a 4.20, só que associado ao Período de Vida Útil, T_A , da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \gamma_{fA} = \frac{x_{dA}}{x_{kA}} &= \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right]} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \gamma_{fA} \cdot \left(1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right] \right) &= 1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) \right) \right) \right] \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow V \cdot \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) \right) \right) &= 1,2825 \cdot (1 - \gamma_{fA}) - 0,57722 \cdot V \cdot (1 - \gamma_{kA}) + \gamma_{fA} \cdot V \cdot \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) \right) \right) &= \frac{1,2825}{V} \cdot (1 - \gamma_{fA}) - 0,57722 \cdot (1 - \gamma_{fA}) + \gamma_{fA} \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) &= \exp \left[-\exp \left[\left((1 - \gamma_{fA}) \cdot \left(\frac{1,2825}{V} - 0,57722 \right) + \gamma_{fA} \cdot \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right) \right] \right] \quad (4.24) \end{aligned}$$

Na equação anterior fica apenas a faltar descrever como se determina o coeficiente parcial γ_{fA} . Tal pode ser determinado da seguinte forma:

$$\gamma_{fA} = \frac{x_{dA}}{x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{\gamma_{Sd} \cdot x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{1,1 \cdot x_{kA}} = \frac{1,5}{1,1} = 1,363636 \approx 1,36 \quad (4.25)$$

Note-se que o valor referente a x_{SdA} se encontra associado a um Período de Vida Útil de 50 anos, sendo este o valor correntemente utilizado pelos códigos estruturais. Relativamente ao valor correspondente ao coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas dos modelo, γ_{Sd} , segundo o

Model Code 90 (1990) este deverá ser considerado igual a 1,1. Considera-se este valor aceitável, uma vez que, segundo Calgaro (1996) o valor correspondente a este coeficiente parcial deverá ser compreendido entre 1,07 e 1,15. À semelhança deste, o Eurocódigo 0 (2002) sugere que o valor correspondente a γ_{sd} pertença ao intervalo de 1,05 e 1,15.

De seguida, vai ser exposto um exemplo de cálculo do coeficiente parcial de segurança das ações, γ_F , para a melhor compreensão do processo anteriormente descrito, sendo ainda apresentado alguns parâmetros ainda em falta.

Antes de mais, importa salientar que o Período de Vida Útil T_A , já anteriormente referido, será definido igual a 50 anos, sendo este o valor sugerido pelos códigos estruturais para estruturas correntes.

Foi também referido anteriormente que os valores correspondentes às funções de distribuição anual teriam o mesmo valor, para os dois Períodos de Vida Útil T_A e T_B , neste caso será considerado, para estes um valor igual a 36,4% para o caso de sobrecargas em edifícios, ação do vento e neve e 95% tratando-se de ações rodoviárias e sismos. A forma como se obtém os valores mencionados será descrita mais à frente, no subcapítulo que se segue. Neste caso, as equações 4.18 e 4.19 passam a ser escritas, para sobrecargas de edifícios em geral, da seguinte forma:

$$F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/T_B} = 0,364^{1/T_B} \quad (4.26)$$

$$F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/T_A} = 0,364^{1/50} \quad (4.27)$$

Por último, falta apenas indicar qual os valores recomendados para o coeficiente de variação (V). Para este, Calgaro (1996) apresenta a seguinte proposta de valores, para os diferentes tipos de ações variáveis:

- Sobrecargas Rodoviárias: $V = 0,1$
- Vento e Neve: $V = 0,2$
- Sobrecargas de Edifícios em geral: $V = 0,4$
- Sismo: $V = 0,7$
- Sobrecargas de Edifícios Industriais: $V = 0,8$

As equações anteriormente referidas nesta secção foram organizadas e dispostas no subcapítulo 4.3, com o intuito de facilitar a sua aplicação. Note-se que, uma vez definidos os parâmetros anteriores, as equações mencionadas ficam apenas a depender do Período de Vida Útil T_B e do tipo de ação em causa, ou mais propriamente do valor do coeficiente de variação que lhe está associado.

Uma vez definidos os parâmetros intervenientes nas equações apresentadas nesta secção, é possível calcular o valor do coeficiente parcial de segurança para as ações, γ_F . O Quadro 4.1 apresenta alguns valores correspondentes a diferentes Períodos de Vida Útil T_B , considerando uma sobrecarga de edifícios em geral.

Quadro 4.1 – Valor dos coeficientes parciais de segurança para diferentes Períodos de Vida Útil T_B , para uma ação do tipo de sobrecarga de edifícios em geral.

T_B	V	$F(x_{kB})$	$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$	γ_{Sd}	γ_{fB}	γ_{kB}	γ_F
2	0,4	0,603324	0,953101	1,1	1,71	0,51	0,95
5		0,816997	0,98097		1,56	0,65	1,11
10		0,903879	0,990439		1,48	0,75	1,23
20		0,950725	0,995208		1,42	0,86	1,34
50		0,979991	0,99808		1,36	1,00	1,50
100		0,989945	0,99904		1,33	1,11	1,61
120		0,991614	0,9992		1,32	1,13	1,64

Como se pode observar no quadro anterior, verifica-se uma redução dos valores dos respetivos coeficientes parciais de segurança, γ_F , para Períodos de Vida Útil T_B inferiores a T_A , e vice-versa. Como tal, torna-se possível constatar que, proceder ao dimensionamento de uma dada estrutura nova considerando um período de vida útil inferior a 50 anos, recorrendo aos valores de projeto dispostos nos códigos estruturais, provoca uma sobreavaliação ou um sobredimensionamento da estrutura. O mesmo pode ser constatado para o caso de se pretender dimensionar uma estrutura, para um Período de Vida Útil T_B superior a T_A , mas neste caso, tratando-se de uma situação de subdimensionamento da estrutura. Lembra-se ainda que o caso apresentado se encontra associado a um Período de Vida Útil T_A igual a 50 anos. Para situações em que T_A seja superior a 50 anos, a metodologia apresentada é a mesma, apenas os valores obtidos para os coeficientes parciais de segurança é que serão maiores, pois as exigências da estrutura também são superiores.

Como forma de se poder fazer uma comparação de valores obtidos para os coeficientes parciais de segurança entre os diferentes tipos de ações, encontra-se representado o quadro para a ação do vento ou neve, para os diferentes Períodos de Vida Útil da estrutura. Note-se que foi escolhida esta ação pois o valor correspondente à função distribuição de probabilidade para o período de vida útil T_B ($F_{TB}(x_{kB}) = 0,364$), associado ao valor característico quer da ação do vento, como da neve ou de sobrecargas em edifícios em geral, são os mesmos.

Quadro 4.2 – Valor dos coeficientes parciais de segurança para diferentes Períodos de Vida Útil T_B , para a ação do vento ou neve.

T_B	V	$F(x_{kB})$	$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$	γ_{Sd}	γ_{fB}	γ_{kB}	γ_F
2	0,2	0,603324125	0,985002627	1,1	1,54	0,67	1,13
5		0,816996652	0,993973842		1,47	0,76	1,24
10		0,903878671	0,996982368		1,43	0,83	1,31
20		0,950725339	0,998490044		1,40	0,91	1,39
50		0,979990866	0,999395744		1,36	1,00	1,50
100		0,98994488	0,999697826		1,34	1,07	1,57
120		0,991613685	0,999748182		1,33	1,09	1,60

Torna-se assim possível, através da análise dos dois quadros anteriormente apresentados, verificar que quanto maior for o valor do coeficiente de variação (V) associado à ação, maior será a diferença de valores entre os valores para o Período de Vida Útil em causa e o valor de referência para o dimensionamento de estruturas novas ($\gamma_F = 1,5$). Desta forma, é possível afirmar que a gama de valores para os coeficientes parciais de segurança é maior para ações que apresentam coeficientes de variação maiores.

4.2.1.2. Variação do Nível de Risco

Reconhece-se que o valor característico de uma dada ação pode ser definido com base em métodos estatísticos. Como tal, o seu valor correspondente é escolhido para que durante o Período de Vida Útil da estrutura, a probabilidade de ocorrência de um dado acontecimento não seja ultrapassado para um período de referência. A probabilidade desse acontecimento se verificar pode ser caracterizada pela seguinte equação:

$$P(X > x_k) = 1 - P(X \leq x_k) \Leftrightarrow P(X > x_k) = 1 - F(x_k) \quad (4.28)$$

sendo:

- $P(X > x)$ - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, para um dado período de referência;
- $P(X \leq x)$ - Probabilidade de um dado acontecimento não ser ultrapassado, para um dado período de referência;
- $F(x_{kB})$ - Função de distribuição de probabilidade do valor característico de uma dada ação, para um dado período de referência.

Torna-se então conveniente definir o período de referência τ , para o qual se procede à determinação da probabilidade mencionada. A este período de referência denomina-se de período de retorno, T_y , correspondendo ao período de tempo para o qual se espera que um dado acontecimento volte a ser presenciado ou até mesmo ultrapassado. Assim, o período de retorno pode ser caracterizado como o inverso da probabilidade de um dado acontecimento voltar a acontecer, ou de forma analítica, este pode ser representado pela expressão que se segue:

$$T_y = \frac{\tau}{P(X > x)} \quad (4.29)$$

em que:

- T_y - Período de Retorno;
- τ - Período de referência;
- $P(X_\tau > x)$ - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, no período de referência τ ;

É fundamental ainda referir que os valores característicos referentes às ações variáveis são obtidos tendo em conta o período de retorno que lhe é associado. Os códigos estruturais propõem Períodos de

Retorno a considerar para os diferentes tipos de ações, podendo por intermédio destes determinar a probabilidade de o valor característico da ação em causa ser ultrapassado.

Torna-se então necessário correlacionar a probabilidade associada ao período de referência de um ano com o Período de Vida Útil da estrutura, sendo este último igual a 50 anos. Através da equação 4.28 é possível admitir que a função distribuição de probabilidade anual corresponde à igualdade que se segue:

$$F(x_k) = P(X_1 \leq x_k) \quad (4.30)$$

Como tal, considerando para o caso em estudo o Período de Vida Útil, T_A , da estrutura igual a 50 anos, a probabilidade de uma dada ação não ser ultrapassada durante esse período, pode ser traduzida da seguinte forma:

$$F_{TA}(x_k) = P(X_1 \leq x_k \wedge X_2 \leq x_k \wedge \dots \wedge X_{49} \leq x_k \wedge X_{50} \leq x_k) \quad (4.31)$$

Tendo em conta que os eventos associados à probabilidade do valor característico das ações não ser ultrapassado em cada um dos diferentes anos do Período de Vida Útil da estrutura são independentes, esta última expressão pode ser representada como:

$$F_{TA}(x_k) = P(X_1 \leq x_k) \cdot P(X_2 \leq x_k) \dots P(X_{49} \leq x_k) \cdot P(X_{50} \leq x_k) \quad (4.32)$$

Sendo os valores característicos das ações independentes e a respetiva probabilidade destes valores não serem ultrapassados, para os diferentes períodos de referência, igual à probabilidade de não serem ultrapassados para o período de referência de um ano, a expressão anterior pode ser reescrita da seguinte forma:

$$F_{TA}(x_k) = P(X_1 \leq x_k)^{50} \quad (4.33)$$

Atribuindo agora o mesmo valor para função distribuição de probabilidade para os valores característicos de uma dada ação, para os Períodos de Vida Útil T_A e T_B , a equação 4.33 pode passar a ser traduzida por:

$$F_{TA}(x_k) = F_{TB}(x_k) = P(X_1 \leq x_k)^{50} \quad (4.34)$$

Finalmente, por intermédio da expressão 4.28, torna-se possível definir o valor correspondente à função de distribuição de probabilidade associada ao valor característico das ações, através do período de retorno ou ainda por intermédio da probabilidade dos valores característicos serem ultrapassados. Assim, a função distribuição de probabilidade para os diferentes Períodos de Vida Útil da estrutura, T_A e T_B , pode ser representada pela seguinte expressão:

$$F_{TA}(x_k) = F_{TB}(x_k) = (1 - P(X_1 > x_k))^{50} \quad (4.35)$$

De seguida, será demonstrado a forma como foram obtidos os valores a utilizar nas funções de distribuição de probabilidade, para a determinação dos valores característicos para os diferentes tipos de ações.

O Eurocódigo 0 (2002) sugere que se utilize para a determinação dos valores característicos correspondentes às ações climáticas, um período de retorno de 50 anos. À semelhança deste, segundo Calgaro (1996), a maioria das ações variáveis naturais, tais como o vento, a neve, a temperatura, entre outras, e ainda as sobrecargas associadas aos edifícios em geral são determinadas para um período de retorno de 50 anos. Como tal, através da equação 4.29 é possível determinar que a probabilidade de o valor característico de uma dada ação ser ultrapassada para o período de referência de um ano, sendo esta igual a $1/50=0,02$. Sabe-se assim, que a probabilidade de esse acontecimento não ser ultrapassado é dado por:

$$P(X_1 > x) = 0,02 \Leftrightarrow P(X_1 \leq x) = 1 - P(X_1 > x) = 1 - 0,02 = 0,98$$

Deste modo, o valor referente à função distribuição de probabilidade associada a ações climáticas ou sobrecargas para edifícios em geral, para um Período de Vida Útil T_B , pode ser calculado da seguinte forma:

$$F_{TB}(x_{kB}) = P(X_1 \leq x)^{50} = 0,98^{50} = 0,36417 \approx 0,364$$

Para o caso dos valores correspondentes aos sismos e às sobrecargas em pontes rodoviárias, os valores propostos para o período de retorno são diferentes de 50 anos. Para o primeiro caso, segundo o Eurocódigo 8 – Parte 1 (2009), para um período de referência de 50 anos encontra-se associado a uma probabilidade de excedência de 10%, ou ainda a um período de retorno de 475 anos. Deste modo, o valor a considerar para a função de distribuição de probabilidade relativa a sismos deverá ser o seguinte:

$$F_{TB}(x_{kB}) = 1 - P(X_1 > x \wedge X_2 > x \wedge \dots \wedge X_{49} > x \wedge X_{50} > x) = 1 - 0,1 = 0,9$$

Ou através do período de retorno:

$$P(X_1 > x) = \frac{1}{475} = 0,0021 \Leftrightarrow P(X_1 \leq x) = 1 - P(X_1 > x) = 1 - 0,0021 = 0,9979$$

$$F_{TB}(x_{kB}) = P(X_1 \leq x)^{50} = 0,9979^{50} = 0,9$$

Relativamente às sobrecargas em pontes rodoviárias, encontra-se associado a um período de retorno de 1000 anos. Nestes casos, a probabilidade anual do valor característico para uma dada ação ser ultrapassada corresponde a $1/1000=0,001$. Assim, a determinação do valor correspondente à função distribuição de probabilidade relativa a sobrecargas em pontes rodoviárias é obtida da seguinte forma:

$$P(X_1 > x) = 0,001 \Leftrightarrow P(X_1 \leq x) = 1 - P(X_1 > x) = 1 - 0,001 = 0,999$$

$$F_{TB}(x_{kB}) = P(X_1 \leq x)^{50} = 0,999^{50} = 0,9512 \approx 0,95$$

Note-se que os valores anteriormente referidos são apenas valores propostos pelos códigos estruturais, podendo haver casos em que seja necessário utilizar Períodos de Retorno ou quantilhos mais exigentes, tendo em conta a natureza da ação ou até mesmo a grandeza do projeto.

É de notar ainda, que apesar de estes valores terem sido definidos apenas nesta segunda parte da metodologia, estes valores já foram utilizados para a determinação dos coeficientes parciais de segurança para o método anterior.

Relativamente ao procedimento que será apresentado nesta secção, é fundamental definir o Período de Retorno correspondente ao valor característico de uma dada ação. A equação que se segue permite assim, à semelhança da equação 4.29 traduzir o período de retorno do valor característico de uma dada ação, relacionando-a com a respetiva função distribuição de probabilidade anual ou ainda com a função de distribuição de probabilidade para um Período de Vida Útil T_B .

$$T_y = \frac{1}{P(X_1 > x)} \Leftrightarrow T_y = \frac{1}{1 - F(x_{kB})} \Leftrightarrow T_y = \frac{1}{1 - F_{TB}(x_{kB})^{1/T_B}} \quad (4.36)$$

onde:

- T_y - Período de Retorno;
- $P(X_1 > x)$ - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, no período de referência de 1 ano;
- $F(x_{kB})$ - Função de distribuição de probabilidade anual do valor característico de uma dada ação;
- $F_{TB}(x_{kB})$ - Função de distribuição de probabilidade do valor característico de uma dada ação para um dado Período de Vida Útil T_B ;
- T_B - Período de Vida Útil T_B .

Note-se que o facto de o período de retorno estar associado à ocorrência de um dado fenómeno ao fim de alguns anos, não significa que este acontecimento não se possa verificar antes do esperado. Como tal, existe sempre a possibilidade desse acontecimento ser atingido durante do Período de Vida Útil da estrutura. A este, denomina-se de Nível de Fiabilidade, que corresponde de certa forma à probabilidade inerente de um dado fenómeno ser atingido ou ultrapassado. No caso do dimensionamento de estruturas, corresponde essencialmente à probabilidade de uma eventual falha da estrutura.

Reconhece-se ainda que o dimensionamento de estruturas deve ser elaborado para que a estrutura suporte todas as ações que lhe são aplicadas e que esta se mantenha apta para desempenhar as suas funções durante todo o seu Período de Vida Útil. Pretende-se ainda que este dimensionamento seja feito de forma económica e que se tenha em consideração os graus de fiabilidade adequados.

O conceito de fiabilidade encontra-se relacionado com a probabilidade de uma estrutura, ou elemento estrutural, satisfazer as condições de segurança, utilização e de durabilidade ao longo de todo o seu Período de Vida Útil. Como tal, podem ser considerados diferentes níveis de fiabilidade como forma de classificar melhor a estrutura.

Os aspetos mais relevantes a considerar para uma estrutura de modo a que se possa escolher o seu nível de fiabilidade, são os seguintes (Eurocódigo 0, 2002):

- A ação responsável e a forma possível de se atingir um estado limite;
- Risco associado à segurança das pessoas devido a uma possível rotura da estrutura;

- Grau de aversão pública associado à rotura da estrutura;
- Os custos e os procedimentos necessários para reduzir o risco de rotura.

Para a melhor caracterização do nível de fiabilidade de uma estrutura, utilizam-se índices de fiabilidade, β , como forma de ter em conta a variabilidade dos efeitos das ações, das resistências dos materiais e das incertezas associadas aos modelos.

Para facilitar a classificação por níveis de fiabilidade de estruturas, podem adotar-se classes de consequências, como forma de classificar a importância da estrutura em causa e das consequências que advêm de um possível colapso desta. O Eurocódigo 0 (2002) distingue três classes de consequências, podendo estas variar de baixa (CC1) a elevada (CC3), tendo em conta o grau de consequências em termos de vidas humanas, económicas, sociais e ambientais. Assim sendo, podem ser atribuídas às estruturas classes de fiabilidade (RC), através das classes de consequências, sendo estas classificadas pelas classes de consequências que lhe dão origem.

Encontram-se apresentados, no quadro que se segue, os correspondentes valores mínimos para os índices de fiabilidade associados às diferentes classes de fiabilidade e para períodos de referência de 1 ano e 50 anos.

Quadro 4.3 – Valores mínimos para o índice de fiabilidade. Fonte: Adaptado do Eurocódigo 0 (2002).

Classe de fiabilidade	Valores mínimos de β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
Elevado (RC3)	5,2	4,3
Médio (RC2)	4,7	3,8
Baixo (RC1)	4,2	3,3

Como já foi dito anteriormente, a fiabilidade de uma estrutura ou elemento estrutural encontra-se associado à probabilidade de uma possível rotura. Pode-se assim, por intermédio da equação seguinte proceder ao cálculo da probabilidade de colapso em função do índice de fiabilidade.

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (4.37)$$

sendo:

- P_f - Probabilidade de rotura da estrutura ou elemento estrutural;
 ϕ - Função de distribuição normal reduzida;
 β - Índice de fiabilidade.

O valor correspondente à função de distribuição normal reduzida pode ser calculado através da seguinte equação:

$$\phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad (4.38)$$

No quadro seguinte são apresentados os valores da probabilidade de rotura de uma estrutura, relacionados com o seu nível de fiabilidade.

Quadro 4.4 – Probabilidades de rotura associadas aos índices de fiabilidade. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002).

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,2

Após o que foi dito anteriormente, torna-se possível definir o âmbito da metodologia que será apresentada de seguida. Esta metodologia pretende sobretudo fazer face a alterações na exigência da estrutura em causa, ou seja, aplica-se a situações em que existe a alteração das funções pretendidas para a estrutura, envolvendo uma modificação do risco de rotura que lhe está associada.

Para este caso, à semelhança do processo descrito anteriormente, pretende-se determinar o valor do coeficiente parcial de segurança relativo às ações, γ_F . Este pode ser obtido, como já foi apresentado anteriormente na equação 4.16, através da multiplicação de outros três coeficientes parciais de segurança, (γ_{Sd} , γ_{fB} , γ_{kB}). Para a determinação dos coeficientes parciais de segurança, γ_{kB} e γ_{fB} , podem ser utilizadas, mais uma vez, à semelhança do método anterior as equações 4.17 e 4.20, respetivamente. Relativamente ao coeficiente parcial de segurança, γ_{Sd} , este pode ser considerado segundo o Model Code 90 (1990) igual a 1,1.

As diferenças entre os métodos correspondentes à variação do Período de Vida Útil e o que será tratado nesta secção encontram-se na determinação da função de distribuição de probabilidade anual do valor característico de uma dada ação, $F(x_{kB})$, e da função de distribuição de probabilidade anual correspondente ao valores de cálculo de uma ação, $F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$.

Nesta metodologia em concreto, a determinação da função de distribuição de probabilidade anual $F(x_{kB})$, pode ser feita de duas formas. A primeira é atribuir um dado valor para função de distribuição de probabilidade anual, como foi apresentado no processo anterior através da equação 4.26. A segunda forma é através da escolha de um período de retorno, T_y .

Sabendo que o período de retorno é dado pela equação 4.36, torna-se possível definir o valor da função de distribuição de probabilidade anual $F(x_{kB})$, da seguinte forma:

$$T_y = \frac{1}{1 - F(x_{kB})} \Leftrightarrow F(x_{kB}) = 1 - \frac{1}{T_y} \quad (4.39)$$

Para a obtenção do valor correspondente à função de distribuição anual relativa ao valor de cálculo de uma dada ação, $F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$, este pode ser obtido através de três formas distintas. A primeira corresponde à determinação de $F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$ através da equação 4.21, descrita no procedimento anterior. As outras duas possibilidades encontram-se associadas à atribuição de um valor correspondente ao índice de fiabilidade (β), podendo este corresponder ao valor anual (β_1) ou ao valor correspondente para a vida útil da estrutura (β_T). Assim a determinação do valor da função de distribuição de probabilidade anual associada ao valor de cálculo de uma dada ação, através do índice de fiabilidade pode ser obtido através das seguintes equações:

$$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = \phi(-\alpha_E \cdot \beta_1) \quad (4.40)$$

$$F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = \phi(-\alpha_E \cdot \beta_T) \Leftrightarrow F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})^{TB} = \phi(-\alpha_E \cdot \beta_T) \Leftrightarrow F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = \phi(-\alpha_E \cdot \beta_T)^{1/TB} \quad (4.41)$$

Caso se proceda ao cálculo da função de distribuição de probabilidade associada ao valor de cálculo de uma dada ação através da primeira forma mencionada, torna-se possível a determinação dos valores correspondentes aos índices de fiabilidade anual (β_1) e ao índice de fiabilidade para o período de vida da estrutura (β_T), através das seguintes equações:

$$\beta_1 = \frac{\phi^{-1}[F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})]}{\alpha_E} \quad (4.42)$$

$$\beta_T = -\frac{\phi^{-1}[F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})]}{\alpha_E} \quad (4.43)$$

Nas equações anteriormente apresentadas, o parâmetro α_E representa o coeficiente de sensibilidade do FORM (First Order Reliability Method), associado a métodos probabilísticos, para os efeitos das ações. O coeficiente de sensibilidade para o efeito das ações deve ser considerado negativo, no caso de as ações serem desfavoráveis, caso contrário este deve ser positivo, tomando o valor igual a 0,7.

Mais uma vez, à semelhança do que já foi feito na metodologia anterior, será apresentado no subcapítulo 4.3 a sequência de cálculo para a metodologia abordada, de modo a simplificar a aplicação de todo este processo.

No quadro que se segue, encontram-se alguns exemplos de resultados para os coeficientes parciais de segurança relativos às ações do tipo sobrecargas em edifícios em geral, para diferentes períodos de retorno. É ainda necessário fazer referência que o quadro 4.5 foi elaborado tendo como base os pressupostos apresentados para a elaboração do quadro 4.1, ou seja, tendo sido tomados os seguintes valores:

- Coeficiente de variação associado a sobrecargas em edifícios em geral: $V = 0,4$
- Função de distribuição de probabilidade para o valor característico de uma dada ação, para o Período de Vida Útil T_A e T_B : $F_{TA}(x_{kA}) = F_{TB}(x_{kB}) = 0,364$

Relembra-se ainda, que apesar de se indicar no quadro 4.5 todas as variáveis relacionadas com este procedimento de cálculo dos coeficientes parciais de segurança, apenas uma das T_y e $F(x_{kB})$ e uma das $F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$, β_1 e β_{TB} seriam suficiente para cálculo. Estas foram todas representadas no quadro com o intuito de expor a gama de valores referentes a cada parâmetro.

Quadro 4.5 – Valor dos coeficientes parciais de segurança para uma variação do Nível de Risco, para uma ação do tipo de sobrecarga de edifícios em geral.

T_B	T_y	$F(x_{kB})$	$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$	$F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$	β_1	β_{TB}	γ_{fB}	γ_{kB}	γ_F
2	2,52	0,60332413	0,95310083	0,9084012	2,39	1,90	1,71	0,51	0,95
5	5,46	0,81699665	0,98096958	0,9084012	2,96	1,90	1,56	0,65	1,11
10	10,40	0,90387867	0,99043908	0,9084012	3,35	1,90	1,48	0,75	1,23
20	20,29	0,95072534	0,99520806	0,9084012	3,70	1,90	1,42	0,86	1,34
50	49,98	0,97999087	0,99808046	0,9084012	4,13	1,90	1,36	1,00	1,50
100	99,45	0,98994488	0,99903977	0,9084012	4,43	1,90	1,33	1,11	1,61
120	119,24	0,99161368	0,99919974	0,9084012	4,51	1,90	1,32	1,13	1,64

É ainda necessário relembrar que o referido coeficiente parcial de segurança das ações, γ_F , não corresponde ao coeficiente que finalmente irá traduzir os valores característicos das ações em valores de cálculo. Para que este possa ser aplicado aos valores característicos das ações, para a avaliação de uma estrutura existente ou para a verificação de segurança do reforço a aplicar na estrutura, é necessário a aplicação de outros coeficientes que relacionem os coeficientes γ_{fB} e γ_{kB} , para as diferentes fases da verificação de segurança. Quer isto dizer que terá de se relacionar os coeficientes parciais de segurança para fase do projeto (γ_{fB} e γ_{kB}) com o momento de avaliação da segurança de uma estrutura existente (γ'_{fB} e γ'_{kB}) ou com a verificação de segurança de uma estrutura a reforçar (γ''_{fB} e γ''_{kB}). Os coeficientes que traduzem esta relação são representados por Ω_1 e Ω_2 , tendo sido definidos no capítulo anterior. Desta forma, as equações que traduzem o valor dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, para as situações de avaliação da segurança de uma estrutura existente e para uma estrutura a reforçar, são representadas pelas equações 4.44 e 4.45 respetivamente.

$$\gamma'_F = \gamma'_{sd} \cdot \gamma'_f \cdot \gamma_k = (\Omega_1 \cdot \gamma_{sd}) (\Omega_2 \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_{sd} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F \quad (4.44)$$

$$\gamma''_F = \gamma''_{sd} \cdot \gamma''_f \cdot \gamma_k = (\Omega_1 \cdot \gamma_{sd}) (\Omega_2 \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_{sd} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_k = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F \quad (4.45)$$

Desta forma, ao quadro 4.1 anteriormente apresentado, pode ser adicionada mais uma coluna correspondendo aos valores dos coeficientes parciais de segurança relativo às ações, a utilizar em estruturas existentes e/ou a reforçar. Assim o quadro 4.1 passa a ser definido pelo quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Valor dos coeficientes parciais de segurança associado a estruturas existentes ou a reforçar, para diferentes Períodos de Vida Útil T_B , considerando uma ação do tipo de sobrecarga de edifícios em geral.

T_B	V	$F(x_{kB})$	$F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})$	γ_{sd}	γ_{fB}	γ_{kB}	γ_F	γ'_F ou γ''_F
2	0,4	0,603324	0,953101	1,1	1,71	0,51	0,95	1,05
5		0,816997	0,98097		1,56	0,65	1,11	1,22
10		0,903879	0,990439		1,48	0,75	1,23	1,35
20		0,950725	0,995208		1,42	0,86	1,34	1,48
50		0,979991	0,99808		1,36	1,00	1,50	1,65
100		0,989945	0,99904		1,33	1,11	1,61	1,77
120		0,991614	0,9992		1,32	1,13	1,64	1,81

Note-se que no quadro anteriormente indicado se verifica um aumento nos coeficientes parciais de segurança relativo às ações. Ora este aumento faz com que, para certos períodos de vida útil T_B , o valor correspondente ao coeficiente parcial de segurança relativo às ações, γ'_F ou γ''_F , seja superior aos valores de dimensionamento de estruturas novas. Ao proceder desta forma, estaríamos a dizer, por exemplo, que ao fim de um ano de utilização da estrutura, se pretendêssemos proceder à avaliação da segurança da estrutura, teríamos de utilizar um coeficiente parcial de segurança relativo às ações próximo dos 1,65, o que não é verdade. Pretende-se desta forma alertar que o aumento verificado deve-se exclusivamente, para as ações variáveis, ao coeficiente Ω_1 . Este coeficiente, como já foi mencionado no capítulo 3, relaciona os coeficientes parciais de segurança γ'_{sd} e γ_{sd} , podendo assim concluir que o aumento verificado deve-se ao coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas e ao rigor dos efeitos das ações (γ'_{sd}), face aos supostos danos que a estrutura apresenta. Como tal, voltando novamente ao exemplo, uma vez que a estrutura apenas apresenta um ano de utilização é muito provável que esta estrutura não apresente danos que ponham em risco a segurança da estrutura, o que torna inválido o coeficiente Ω_1 . Deste modo, só é prudente utilizar o coeficiente $\Omega_1 = 1,1$ caso a estrutura apresente danos significativo, pois caso contrário, este deverá apresentar valor unitário, ou seja, podendo-se utilizar o coeficiente parcial de segurança γ_F para avaliar a segurança da estrutura.

4.2.2. VALOR DE CÁLCULO DOS MATERIAIS

Esta secção será dedicada à determinação dos valores de cálculo associados à resistência dos materiais pertencentes à estrutura existente. Para este caso em concreto, o método que será descrito não incidirá sobre os coeficientes parciais de segurança, à semelhança do que foi feito para o caso das ações, mas sim à determinação dos valores característicos da resistência dos materiais através da realização de ensaios.

A resistência característica de um dado material pode ser convertida em resistência de cálculo através da seguinte expressão:

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_K}{\gamma_m} \quad (4.46)$$

sendo:

- X_d - Valor de cálculo das propriedades de um dado material;
- η_d - Coeficiente de conversão;
- X_K - Valor característico das propriedades de um dado material;
- γ_m - Coeficiente parcial de segurança relativo aos desvios entre os valores das propriedades dos materiais e os valores representativos.

A determinação dos valores de cálculo das propriedades dos materiais pode ser apoiada pelo Anexo D do Eurocódigo 0 (2002). Segundo este, as propriedades dos materiais podem ser determinadas através de ensaios feitos aos materiais, sendo os valores obtidos por estes, traduzidas por uma distribuição normal. Desta forma, a equação 4.46 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_K}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_x (1 - k_n \cdot V_x) \quad (4.47)$$

em que:

- X_d - Valor de cálculo das propriedades do material;
- X_K - Valor característico das propriedades do material;
- η_d - Valor de cálculo do fator de conversão;
- m_x - Média dos resultados dos ensaios;
- k_n - Coeficiente correspondente ao quantilho característico;
- V_x - Coeficiente de variação.

Atente-se que o valor correspondente ao fator de conversão deve ser considerado como forma de fazer face às incertezas não consideradas nos ensaios. Contudo, o fator de conversão pode ser incluído no coeficiente parcial de segurança relativo às resistências (γ_M). Como tal, este fator depende do tipo de material que está a ser estudado e do ensaio realizado.

Através da equação anterior é possível concluir que o valor característico das propriedades do material, pode ser dado pela seguinte equação:

$$X_K = m_x (1 - k_n \cdot V_x) \quad (4.48)$$

Note-se que, na maioria dos casos, o valor referente ao quantilho a utilizar para o cálculo dos valores característicos das propriedades dos materiais deve ser considerado igual a 5%. Inserem-se dentro deste pressuposto o caso do betão e das armaduras de betão armado. No entanto, existem casos como o do aço utilizado em estruturas metálicas, em que é necessário utilizar um valor mais baixo, obtendo desta forma um valor característico mais exigente.

Deste modo, é possível obter o valor do coeficiente correspondente ao quantilho de 5% através do quadro apresentado abaixo. Este quadro encontra-se exposto no Eurocódigo 0 (2002), sendo o valor de k_n função do número de ensaios realizados e do valor do coeficiente de variação do material.

Quadro 4.7 – Valores de k_n para o valor característico de 5%. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002)

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x conhecido	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x desconhecido	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Para a utilização do quadro 4.7, é necessário ter em conta duas situações distintas para o coeficiente de variação, podendo este ser conhecido ou desconhecido. Note-se que o facto de o coeficiente de variação ser desconhecido, não implica que na equação 4.47 ou 4.48 o valor referente a este seja considerado nulo. De facto, o conceito para o coeficiente de variação conhecido significa que este é conhecido antes da amostra. No caso do coeficiente de variação ser desconhecido, este deve ser estimado através da amostra de ensaios, sendo possível obter o seu valor correspondente através da seguinte equação:

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \quad (4.49)$$

Sendo o valor do desvio padrão da amostra determinado pela equação abaixo indicada:

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad (4.50)$$

Repare-se ainda que, no caso de se ter um coeficiente de variação desconhecido, este não deve ser considerado inferior a 0,1.

É ainda possível proceder à mesma abordagem de cálculo, mas utilizando uma distribuição do tipo lognormal. Neste caso, as expressões associadas à distribuição lognormal para a determinação dos valores de cálculo das propriedades dos materiais são as seguintes:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \exp(m_y - k_n \cdot s_y) \quad (4.51)$$

Sendo os parâmetros pertencentes a esta, definidos pelas seguintes equações:

$$m_y = \frac{1}{n} \sum \ln(x_i) \quad (4.52)$$

$$s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x \quad (\text{caso } V_x \text{ seja previamente conhecido}) \quad (4.53)$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln(x_i) - m_y)^2} \quad (\text{caso } V_x \text{ seja desconhecido}) \quad (4.54)$$

Por outro lado, o Eurocódigo 0 (2002) apresenta uma metodologia para a determinação dos valores de cálculo para verificação dos estados limites últimos, através de ensaios realizados aos materiais. Torna-se possível através da seguinte equação, a determinação dos valores de cálculo das propriedades dos materiais, seguindo uma distribuição normal.

$$X_d = \eta_d \cdot X_{od} = \eta_d \cdot m_x \{1 - k_d \cdot V_x\} \quad (4.55)$$

sendo:

- X_d - Valor de cálculo das propriedades do material;
- η_d - Valor de cálculo do fator de conversão;
- m_x - Média dos resultados dos ensaios;
- k_d - Coeficiente correspondente ao quantilho característico;
- V_x - Coeficiente de variação.

Caso se opte por uma distribuição lognormal a equação 4.55 passa a ser traduzida pela seguinte equação:

$$X_d = \eta_d \cdot \exp(m_y - k_d \cdot s_y) \quad (4.56)$$

À semelhança do processo anterior, o valor do coeficiente k_d , pode ser retirado do quadro que se segue, sendo este valor dependente do número de amostras e do coeficiente de variação V_x . Relativamente a este último, mantêm-se os pressupostos descritos para o processo anterior, tanto para a sua caracterização, como para a determinação do seu valor.

Quadro 4.8 – Valores de K_d para o valor de cálculo relativo aos estados limites últimos. Adaptado do Eurocódigo 0 (2002)

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x conhecido	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
V_x desconhecido	-	-	-	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04

Note-se que os valores indicados no quadro anterior foram determinados tendo em conta uma distribuição normal, correspondendo a uma probabilidade de 0,1% de se obter um valor inferior. A probabilidade referida pode ser calculada por intermédio da equação 4.37, sendo o valor de cálculo da função de distribuição igual a $\alpha_R \cdot \beta = 0,8 \times 3,8 = 3,04$.

Finalmente, o valor de cálculo da resistência dos materiais de uma estrutura pode ser obtido através da divisão do valor característico das propriedades dos materiais, determinado pelos processos anteriormente apresentados, por um coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas do modelo e

os desvios geométrico (γ_{Rd}). Como tal, o valor de cálculo da resistência de um material pode ser representado da seguinte forma:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (4.57)$$

sendo:

- R_d - Valor de cálculo da resistência de um material;
- γ_{Rd} - Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas no modelo de resistência e aos desvios geométricos;
- η - Valor do fator de conversão;
- X_k - Valor característico da propriedade do material;
- γ_m - Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas dos valores obtidos pelos ensaios e os valores representativos;
- a_d - Valores de cálculo das grandezas geométricas.

4.3. APRESENTAÇÃO DA FORMA RESUMIDA, A METODOLOGIA PROPOSTA, PARA SER FACILMENTE INTERPRETADA A SUA APLICAÇÃO PRÁTICA

A presente secção será dedicada à apresentação, de forma sucinta, a metodologia para a avaliação da segurança de estruturas existentes. Como tal, todo o processo descrito anteriormente será resumidamente organizado, para que este possa ser mais facilmente compreendido e que a sua aplicação se torne mais fácil.

O processo a avaliação da segurança de estruturas existentes pode ser organizado da seguinte forma:

1 - Definir o período de vida útil restante para a estrutura:

T_B = Período de vida útil desejado.

2 – Definir os valores de cálculo das ações:

$F_d = \gamma_F \cdot F_k$

Determinação dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações:

-Através da variação do período de vida útil da estrutura:

$$\rightarrow \gamma_F = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{fB} \cdot \gamma_{kB}$$

$$\blacksquare \gamma_{Sd} = 1,1$$

$$\blacksquare \gamma_{fB} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]}$$

$$\circ F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})^{1/TB} = F_{TA}(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{1/TB} = F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{TA/TB}$$

$$\square F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) = \exp \left[-\exp \left[\left(1 - \gamma_{fA} \right) \cdot \left(\frac{1,2825}{V} - 0,57722 \right) + \gamma_{fA} \cdot \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right] \right]$$

$$\bullet \gamma_{fA} = \frac{x_{dA}}{x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{\gamma_{Sd} \cdot x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{1,1 \cdot x_{kA}} = \frac{1,5}{1,1} = 1,363636 \approx 1,36$$

$$\bullet F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/TA}$$

$$\circ F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/TB} = F_{TA}(x_{kA})^{1/TB}$$

$$\blacksquare \gamma_{kB} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right]}$$

$$\circ F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/TB}$$

$$\circ F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/TA}$$

- Através da variação do nível de risco da estrutura:

$$\rightarrow \gamma_F = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{fB} \cdot \gamma_{kB}$$

$$\blacksquare \gamma_{Sd} = 1,1$$

$$\blacksquare \gamma_{fB} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]}$$

$$\circ F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})^{1/TB} = F_{TA}(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{1/TB} = F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{TA/TB}$$

$$\bullet F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) = \exp \left[-\exp \left[(1 - \gamma_{fA}) \cdot \left(\frac{1,2825}{V} - 0,57722 \right) + \gamma_{fA} \cdot \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right] \right]$$

$$\square \gamma_{fA} = \frac{x_{dA}}{x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{\gamma_{Sd} \cdot x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{1,1 \cdot x_{kA}} = \frac{1,5}{1,1} = 1,363636 \approx 1,36$$

$$\square F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/TA}$$

ou

$$\circ F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = \phi(-\alpha_E \cdot \beta_1)$$

ou

$$\circ F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = \phi(-\alpha_E \cdot \beta_{TB})^{1/TB}$$

$$\circ F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/TB} = F_{TA}(x_{kA})^{1/TB}$$

ou

$$\circ F(x_{kB}) = 1 - \frac{1}{T_y}$$

$$\blacksquare \gamma_{kB} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right]}$$

$$\circ F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/TB}$$

ou

$$\circ F(x_{kB}) = 1 - \frac{1}{T_y}$$

$$\circ F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/TA}$$

3 – Calcular os esforços de cálculo para as diferentes secções da estrutura:

- Estruturas existentes:

- $E'_d = \gamma'_{sd} \cdot E\{F'_{rep}, \gamma'_f\} \approx \gamma'_F \cdot E\{F'_{rep}\}$
 - Ações permanentes: $\gamma'_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 0,93 \cdot \gamma_F = \gamma_F$
 - Ações variáveis: $\gamma'_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F$

-Estruturas a reforçar:

- $E''_d = \gamma''_{sd} \cdot E\{F''_{rep}, \gamma''_f\} \approx \gamma''_F \cdot E\{F''_{rep}\}$
 - Ações permanentes: $\gamma''_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 0,93 \cdot \gamma_F = \gamma_F$
 - Ações variáveis: $\gamma''_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F$

4 – Determinar os valores de cálculo das propriedades dos materiais

-Avaliação pelo valor característico:

- Baseado numa distribuição normal:

- $X_d = \eta_d \cdot \frac{X_K}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_x (1 - k_n \cdot V_x)$
 - No caso de V_x não ser conhecido:
 - $V_x = \frac{s_x}{m_x}$
 - $s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2$

-Baseado numa distribuição lognormal:

- $X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \exp(m_y - k_n \cdot s_y)$
 - $m_y = \frac{1}{n} \sum \ln(x_i)$
 - $s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x$ (Se V_x for conhecido)
 - $s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln(x_i) - m_y)^2}$ (Se V_x for desconhecido)

Os valores de K_n podem ser retirados do seguinte quadro, tendo em conta o número de ensaios realizados:

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x conhecido	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x desconhecido	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Avaliação direta do valor de cálculo para os estados limites últimos:

- Baseado numa distribuição normal:

$$X_d = \eta_d \cdot X_{od} = \eta_d \cdot m_x \{1 - k_d \cdot V_x\}$$

-Baseado numa distribuição lognormal:

$$X_d = \eta_d \cdot \exp(m_y - k_d \cdot s_y)$$

Os valores de K_d podem ser retirados do seguinte quadro, tendo em conta o número de ensaios realizados:

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x conhecido	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
V_x desconhecido	-	-	-	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04

5 – Determinar os valores de cálculo das resistências das secções:

- Estruturas existentes:

$$R'_d = \frac{1}{\gamma'_{Rd}} \cdot R \left\{ \eta \cdot \frac{X'_k}{\gamma'_m} \right\} \approx \frac{1}{\gamma'_M} \cdot R \{ \eta \cdot X'_k \}$$

- Estruturas a reforçar:

$$R''_d = \frac{1}{\gamma''_{Rd}} \cdot R \left\{ \eta \cdot \frac{X'_k}{\gamma'_m}, \eta \cdot \frac{X''_k}{\gamma''_m} \right\} \approx \frac{1}{\gamma''_M} \cdot R \{ \eta \cdot X'_k, \eta \cdot X''_k \}$$

6 – Avaliar a segurança da estrutura:

- Estruturas existentes:

$$E'_d = \gamma'_{sd} \cdot E \{ F'_{rep}, \gamma'_f \} \approx \gamma'_{F'} \cdot E \{ F'_{rep} \} \leq R'_d = \frac{1}{\gamma'_{Rd}} \cdot R \left\{ \eta \cdot \frac{X'_k}{\gamma'_m} \right\} \approx \frac{1}{\gamma'_M} \cdot R \{ \eta \cdot X'_k \}$$

- Estruturas a reforçar:

$$E''_d = \gamma''_{sd} \cdot E \{ F''_{rep}, \gamma''_f \} \approx \gamma''_{F''} \cdot E \{ F''_{rep} \} \leq R''_d = \frac{1}{\gamma''_{Rd}} \cdot R \left\{ \eta \cdot \frac{X'_k}{\gamma'_m}, \eta \cdot \frac{X''_k}{\gamma''_m} \right\} \approx \frac{1}{\gamma''_M} \cdot R \{ \eta \cdot X'_k, \eta \cdot X''_k \}$$

4.4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA

De seguida, será apresentado um exemplo de dimensionamento de um elemento estrutural pertencente a uma estrutura nova e a sua avaliação para um dado momento do Período de vida Útil da estrutura, para melhor consolidação de conceitos. Considere-se a viga com 5 metros de comprimento, representada na figura 4.2, sujeita a uma ação permanente (G) de valor igual a 30kN/m e a uma ação variável (Q) de valor igual a 20kN/m. Considera-se ainda que a viga apresenta uma secção constante, com dimensões iguais a 0,25×0,5m².

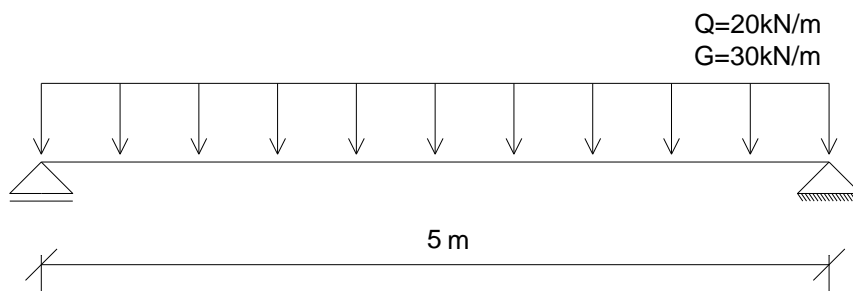


Figura 4.2 – Viga com 5m de comprimento e de secção 0,25×0,5m².

Procedendo agora ao dimensionamento da viga aos estados limites últimos, para um Horizonte de Projeto igual a 50 anos, torna-se necessário determinar os valores de cálculo dos efeitos das ações. Para tal, multiplica-se as ações pelos correspondentes coeficientes parciais de segurança, ou seja, multiplica-se as ações permanentes por 1,35 e as ações variáveis por 1,5. Este procedimento pode ser expresso de forma analítica através do seguinte cálculo:

$$P_{Ed} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \times 30 + 1,5 \times 20 = 70,5 \text{ kN/m}$$

Note-se que só é possível proceder desta forma, pelo facto de tanto as ações de carácter permanente e variáveis serem uniformemente distribuídas por toda a viga.

Tendo o valor de cálculo das ações, é possível determinar o efeito que estas provocam na estrutura, ou seja, o esforço a que estrutura se encontra sujeita. O esforço para o dimensionamento da viga em análise, será o momento na secção de meio vão da viga, e pode ser calculado da seguinte forma:

$$M_{Ed} = \frac{P_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{70,5 \times 5^2}{8} = 220,31 \text{ kN.m}$$

Obtidos os valores dos esforços atuantes, resta apenas definir a resistência da secção para que esta seja superior aos esforços que lhe são aplicados. Uma vez que a secção já foi definida inicialmente, apresentando dimensões iguais a 0,25×0,5m², ficam a faltar definir as propriedades resistentes dos materiais que vão fazer parte desta. Desta forma, adotou-se para a secção da viga, um betão da classe C25/30 e um aço S500.

Criadas as condições necessárias para a avaliação da segurança da estrutura, irá proceder-se ao cálculo da armadura através do equilíbrio de forças resistentes e atuantes. A figura seguinte representa a

secção transversal na zona de meio vão, apresentando as forças que contribuem para o seu equilíbrio, que servirá de auxílio para a dedução das expressões de cálculo.

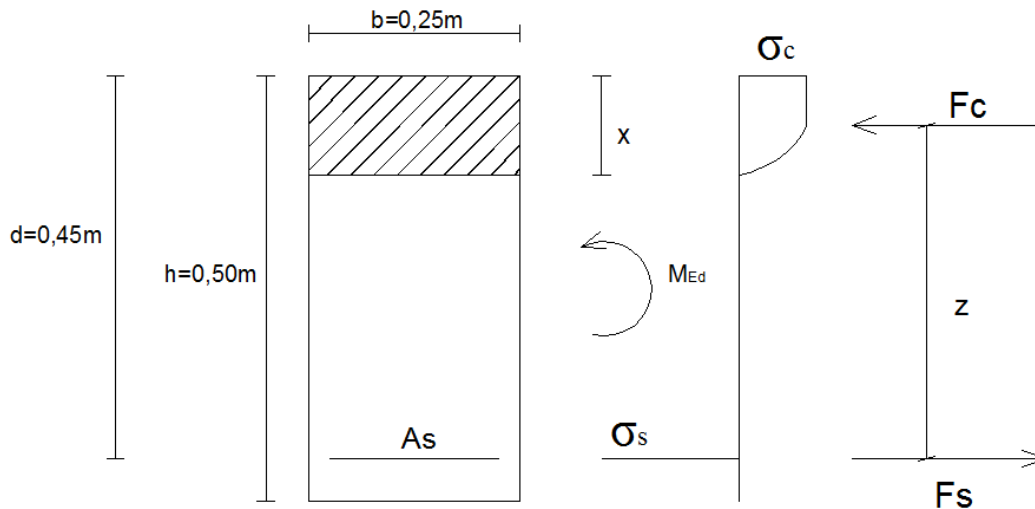


Figura 4.3 – Características da secção transversal da viga, para a aplicação das equações de equilíbrio.

No método de dimensionamento aplicam-se as equações equilíbrio, contabilizando todas as forças intervenientes na secção em análise, internas e externas, fazendo com que estas se equilibrem entre si. A obtenção das equações de equilíbrio pode ser efetuada equilibrando as componentes horizontais das forças (F_x), ou seja, equilibrando a força de compressão no betão (F_c) com a força de tração exercida nos varões de aço (F_s), podendo ser traduzida pela seguinte equação:

$$\sum F_x = 0 \Leftrightarrow F_c = F_s \Leftrightarrow \chi_1 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd} \Leftrightarrow x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\chi_1 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (4.58)$$

Existe ainda mais uma equação, que consiste equilibrar o momento aplicado (M_{Ed}) com o binário de forças horizontais F_c e F_s , podendo ser representada pela equação que se segue:

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow F_s \cdot z = M_{Ed} \Leftrightarrow A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - \chi_2 \cdot x) = M_{Ed} \Leftrightarrow A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (d - \chi_2 \cdot x)} \quad (4.59)$$

sendo nas equações 4.58 e 4.59:

- x - Eixo neutro da secção transversal;
- f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do betão;
- A_s - Área de armaduras de aço;
- f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração das armaduras de aço;
- χ_1 - Coeficiente de área ($\chi_1 = 0,81$)
- M_{Ed} - Valor de cálculo do momento aplicado numa dada secção;
- χ_2 - Coeficiente de posição ($\chi_2 = 0,416$).

Note-se que os valores correspondentes aos coeficientes de área e posição, χ_1 e χ_2 respetivamente, tomam os valores apresentados caso se utilize um modelo de tensões considerando a parábola retângulo.

Atribuindo os respetivos valores de cada parâmetro indicados nas equações anteriores, torna-se possível resolver um sistema a duas incógnitas e determinar os valores referentes à área de armadura a colocar na secção e o valor do eixo neutro da secção. Estes tomam os seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{0,81 \times 0,25 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}} \\ A_s = \frac{220,31}{\frac{500 \times 10^3}{1,15} \cdot (0,45 - 0,416 \cdot x)} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} x = 0,173 \text{ m} \rightarrow \alpha = \frac{x}{d} = 0,384 \leq 0,45 \\ A_s = 13,40 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Torna-se agora necessário converter a área obtida pelo cálculo, para uma quantidade expressa em varões de aço. Desta forma, optou-se por colocar na secção 5 varões com um diâmetro de 20 mm ($5\phi 20$), o que corresponde a ter uma área de aço igual a $15,71 \text{ cm}^2$. Note-se que a armadura escolhida se encontra um pouco acima do necessário, mas optou-se por esta gama de varões para que estes pudessem ficar distribuídos numa só camada.

Foi ainda definido, para a secção em causa, uma camada de recobrimento igual a 3 cm e ainda que a armadura de esforço transversal é composta por um estribo com diâmetro de 8 mm com dois ramos. A imagem seguinte apresenta um esboço da secção de meio vão.

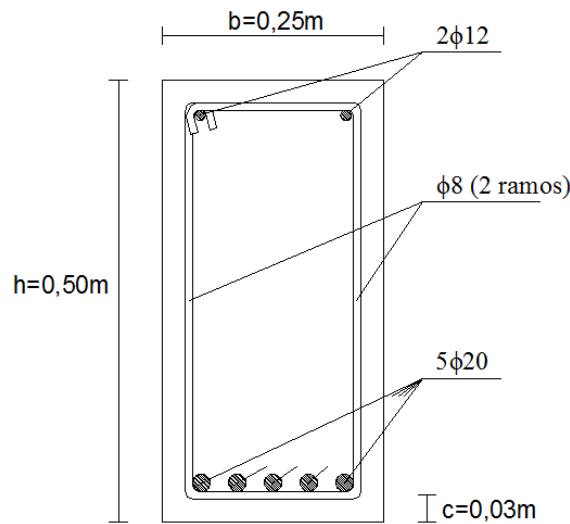


Figura 4.4 – Esboço da secção da viga para a zona de meio vão.

Supondo agora que se pretende proceder a uma avaliação da segurança da estrutura 30 anos após a sua construção. Assim sendo, o Período de Vida Útil T_B para este caso será considerado igual a 20 anos, visto que se pretende manter o Horizonte de Projeto igual a 50 anos. Contudo, o facto de se proceder

desta forma, não implica que a estrutura não possa ser avaliada para uma data superior ao do Horizonte de Projeto.

Como tal, com o auxílio dos quadros 4.1 e 4.5, referentes a uma ação de sobrecargas em edifícios em geral, é possível obter o valor do coeficiente parcial de segurança das ações, correspondente a um Período de Vida Útil T_B igual a 20 anos ($\gamma_F = 1,34$). Desta forma, tratando-se de uma avaliação de segurança para uma estrutura existente, é necessário adaptar o coeficiente obtido para a situação em que decorre a avaliação. A adaptação do coeficiente pode ser feita por intermédio da equação 4.44, tomando o coeficiente, para as ações permanentes e variáveis, os seguintes valores:

$$\text{- Ações permanentes:} \quad \gamma'_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 0,93 \cdot \gamma_F = \gamma_F = 1,35$$

$$\text{- Ações variáveis:} \quad \gamma'_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F = 1,1 \times 1,34 = 1,474$$

Procedendo da mesma forma indicada anteriormente, obtemos o valor de cálculo das ações e o correspondente momento para a secção de meio vão, da seguinte forma:

$$P_{Ed} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \times 30 + 1,474 \times 20 = 69,98 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{69,98 \times 5^2}{8} = 218,69 \text{ kN.m}$$

Suponha-se agora que das observações feitas à estrutura, verificou-se que houve uma degradação das armaduras de aço em 10%. Desta forma, torna-se necessário calcular o momento resistente da secção para avaliar a segurança da estrutura.

$$M_{Rd} = F_s \cdot z \Leftrightarrow M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - \chi_2 \cdot x) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_{Rd} = (0,9 \times 15,708 \times 10^{-4}) \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times (0,45 - 0,416 \times 0,173) = 232,36 \text{ kN.m}$$

Note-se que para este cálculo apenas foram introduzidas perdas de resistência na armadura, por diminuição de área efetiva, mantendo-se os valores referentes ao betão, iguais aos utilizados no dimensionamento da estrutura.

Deste modo, é possível concluir que a estrutura se encontra segura, uma vez que o momento resistente é superior ao momento aplicado, ou seja, a resistência da estrutura ou elemento estrutural (R_d) é superior ao efeito das ações que lhe são aplicadas (E_d), verificando assim a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d$$

5

APLICAÇÃO DA METODOLOGIA A UM CASO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será efetuada a verificação de segurança de uma estrutura existente, tendo como base a metodologia proposta no capítulo anterior. A estrutura que vai ser alvo de estudo, será uma ponte localizada na foz do rio Lis, na Marinha Grande, sendo denominada por Ponte das Tercenas. Devido à proximidade do mar, os agentes agressores que a ponte esteve sujeita, existentes no meio envolvente, provocaram um estado de degradação elevado na estrutura.

O nível de degradação atingido pela ponte de Tercenas motivou a necessidade de inspeções à ponte, levadas a cabo pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, sendo posteriormente tomadas medidas de restrições ao trânsito.

Mais tarde, a ponte foi mesmo desativada, acabando por ser substituída devido aos problemas a nível estruturais e ao risco de ruína que esta apresentava. A nova ponte reabriu ao trânsito no final do mês de Maio de 2014.

Como tal, embora a ponte para a qual se procederá à avaliação da sua segurança já não existir, julgou-se ser um bom exemplo para a aplicação do método proposto, uma vez que foi possível obter dados concretos sobre ensaios realizados, assim como outros parâmetros necessários para avaliação da segurança estrutural.

Para este caso será feita uma verificação de segurança da estrutura utilizando um modelo de análise linear elástico com redistribuição, como forma de determinar a carga de colapso da ponte. Atente-se ainda que, na avaliação da segurança da ponte foi somente analisado o comportamento na direção longitudinal do tabuleiro e, em particular, os esforços de flexão.

Refira-se ainda que todo o processo de análise de segurança da ponte será efetuada tendo em conta os pressupostos expostos nos Eurocódigos.

5.2. DESCRIÇÃO DA PONTE

Antes de se proceder à descrição da ponte alvo de estudo, importa referir que todos os aspetos referentes ao projeto de dimensionamento, assim como os aspetos relativos às características geométricas e de localização de armaduras foram obtidos de Jacinto (2011).

Importa ainda acrescentar que a informação obtida de Jacinto (2011) foi recolhida através de inspeções à ponte durante o verão de 2010, tendo sido previsto um prazo para a substituição da ponte de

sensivelmente um ano, a partir dessa data. Como tal, o período de vida útil (T_B) que será considerado para a avaliação da ponte em causa, será igual a 1 ano. Desta forma, será possível comparar a avaliação de segurança da ponte utilizando os valores correspondentes a um período de vida útil de 1 ano, com os valores normalmente usados para o dimensionamento de estruturas novas.

O projeto de execução desta ponte é datado de 1968, o que significa que este foi elaborado segundo os pressupostos indicados no RSEP (1961). Como se pode observar, na figura seguinte, a ponte é constituída por um tabuleiro em laje vigada, assente em dois encontros e dois pilares fundados no leito do rio.



Figura 5.1 – Fotografia tirada da margem Sul da ponte (Zona mais a jusante), Jacinto (2011).

A ponte apresenta um desenvolvimento total de 60 metros, repartidos por três tramos, tendo os tramos Norte e Sul um comprimento de 18,6 metros e o tramo Central um comprimento de 22,8 metros.

A ligação do tabuleiro aos encontros e aos pilares é realizada por intermédio de aparelhos de apoios, sendo estes, deslizantes em ambos os pilares e no encontro Norte, enquanto no encontro Sul este é fixo. Desta forma, o encontro Sul é aquele garante a resistência da estrutura face às ações sísmicas e às restantes ações horizontais.

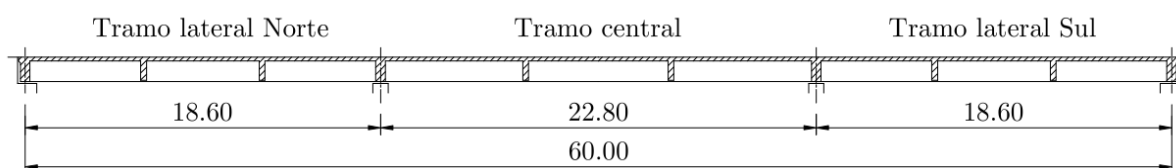


Figura 5.2 – Corte longitudinal do tabuleiro. Jacinto (2011)

É possível ainda, através da imagem anterior, identificar as carlingas pertencentes à ponte. Estas encontram-se localizadas a cada terço dos vãos.

Relativamente à secção transversal da ponte, esta é definida por uma faixa de rodagem com duas vias e por dois passeios laterais, apresentando uma largura total de 8,9 metros. No que diz respeito aos elementos estruturais, o tabuleiro da ponte é constituído por uma laje de espessura constante igual a 0,2 metros, que por sua vez encontra-se ligada a quatro vigas de altura constante igual a 1,25 metros.

No entanto, as vigas apresentam variações de largura ao longo de cada vão. As zonas centrais, correspondentes ao terço central de cada vão, apresentam largura constante igual a 0,5 metros, aumentando linearmente nos restantes terços, onde a largura sobre os apoios (pilares e encontros) é igual a 1,10 metros. As figuras 5.3 e 5.4 apresentam as informações sobre as secções correspondentes ao meio vão e aos apoios, respetivamente.

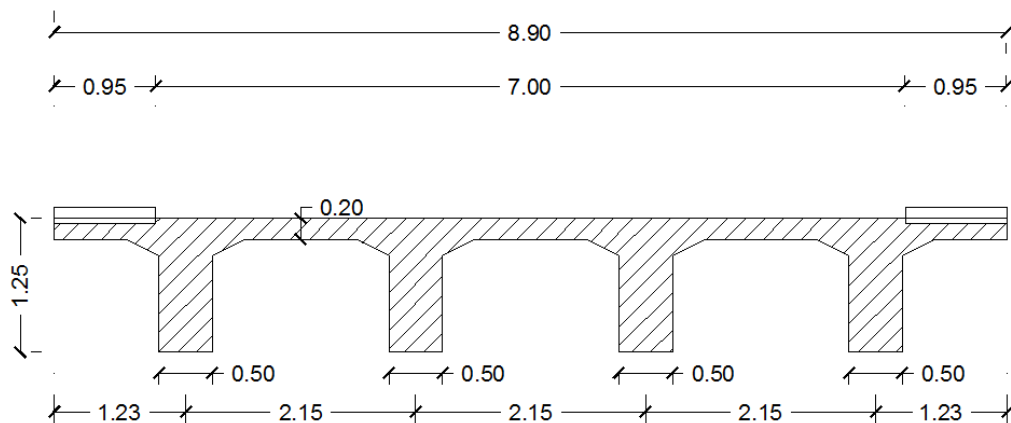


Figura 5.3 – Secção transversal da ponte para a zona de meio vão. Adaptado de Jacinto (2011)

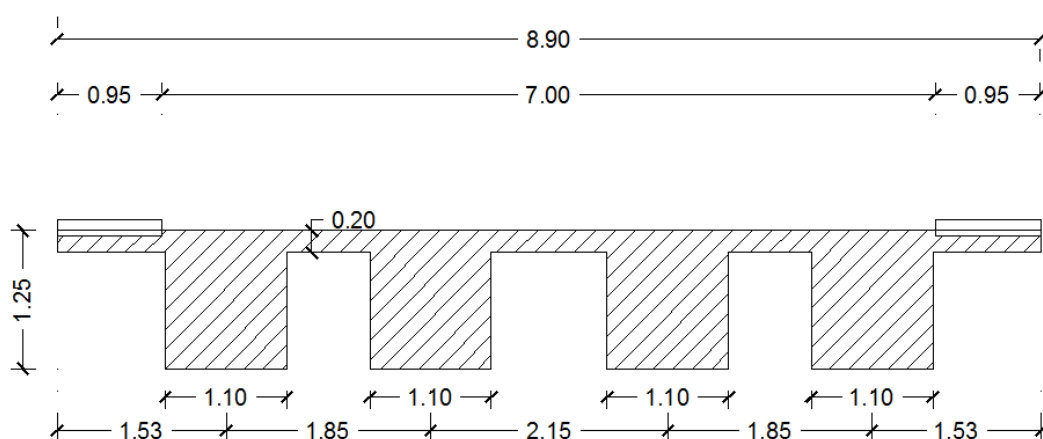


Figura 5.4 – Secção transversal da ponte para a zona correspondente aos apoios. Adaptado de Jacinto (2011)

No que diz respeito aos apoios, estes foram assentes sobre um conjunto de estacas de betão armado com secções retangulares iguais $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$, pré-fabricadas e cravadas no solo de fundação, ou seja, os encontros e os pilares encontram-se assentes em fundações indiretas.

O facto de a ponte se encontrar próximo da foz do rio, significa que esta se encontra à partida sujeita a um ambiente de elevada agressividade, ou seja, encontra-se sujeito a agressores de índole marítima. Foram realizadas algumas inspeções à ponte em estudo, confirmando-se elevados níveis de degradação, identificando-se através de ensaios ao betão, elevadas concentrações de cloretos na sua superfície. Relativamente à armadura, foram identificadas zonas onde estas se encontravam expostas aos agentes de corrosão, assim como, através da realização de ensaios eletromagnéticos, foi possível estimar o grau de corrosão das armaduras e consequentemente a perda de secção das mesmas. Foi

possível, através das imagens que se seguem, a identificação do estado de degradação que a estrutura apresenta.



Figura 5.5 – Estado de degradação do tramo Sul da ponte, Jacinto (2011)

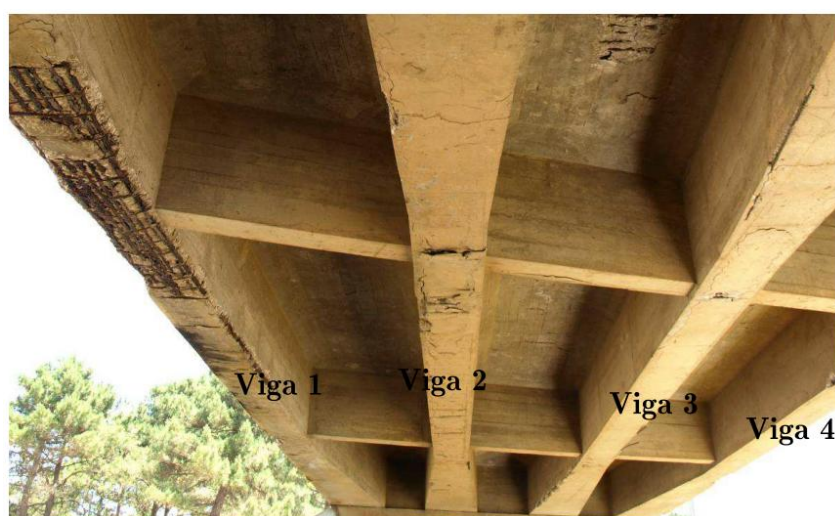


Figura 5.6 – Estado de degradação do tramo Central da ponte, Jacinto (2011)



Figura 5.7 – Estado de degradação do tramo Norte da ponte, Jacinto (2011)

Note-se que estudos anteriores permitiram concluir que os pilares e os encontros da ponte, assim como as suas fundações, não colocavam a segurança da estrutura em risco. Como tal, na presente secção apenas será tratada a segurança correspondente ao tabuleiro da ponte, que por sua vez, é aquele que apresenta maior incerteza relativa à sua segurança, devido ao estado de degradação apresentado.

No subcapítulo seguinte será apresentada a aplicação da metodologia proposta anteriormente, para a avaliação da segurança da ponte descrita. Note-se que para proceder à avaliação de segurança serão utilizados os Eurocódigos.

5.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA PONTE

5.3.1. VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES

Uma vez que se pretende proceder à análise longitudinal da segurança da ponte, anteriormente descrita, torna-se necessário caracterizar as componentes permanentes e as sobrecargas provenientes do tráfego que esta apresenta.

Relativamente às ações permanentes, estas estão associadas ao peso próprio dos elementos que constituem a ponte. Como tal, segundo o Eurocódigo 1 (2002) é possível definir os seguintes pesos volúnicos característicos dos materiais que pertencem à ponte:

- | | |
|-------------------------------------|----------------------|
| - Betão armado: | 25 kN/m ³ |
| - Betão Betuminoso: | 25 kN/m ³ |
| - Betão de enchimento dos passeios: | 24 kN/m ³ |

Desta forma, assumindo que as alturas da camada de betão betuminoso e do passeio são iguais a 7 cm e 17 cm, respetivamente, podem definir-se as cargas permanentes apresentadas no quadro seguinte. Torna-se necessário referir que os valores finais obtidos para cada secção não representam os valores

reais correspondentes ao peso próprio aplicado na viga, mas dada a falta de informação relativamente a estes aspetos, consideram-se razoáveis os valores assumidos.

Quadro 5.1 – Ações permanentes correspondentes à viga mais externa.

Ações Permanentes					
Zona	Elementos	Área (m ²)	Peso volúmico (kN/m ³)	Ação (kN/m)	Peso Próprio da viga 1 (kN/m)
Terço central das vigas	Passeios	0,17 × 0,95	24	3,876	32,3
	Viga e laje	0,986	25	24,65	
	Pavimento	0,07 × 2,15	25	3,7625	
Apoios	Passeios	0,17 × 0,95	24	3,876	48,8
	Viga e laje	1,646	25	41,15	
	Pavimento	0,07 × 2,15	25	3,7625	

Relativamente às sobrecargas rodoviárias a aplicar na ponte, o Eurocódigo 1 - Parte 2 (2010), considera 4 modelos de cargas distintas para a sua consideração, sendo estes os seguintes:

- Modelo de carga 1: Este modelo é normalmente o mais condicionante para o dimensionamento de pontes, uma vez que considera grande parte dos efeitos do tráfego na ponte. Para este modelo são considerados dois tipos de carga, as concentradas (TS) e as uniformemente distribuídas (UDL).
- Modelo de carga 2: Este modelo é caracterizado pela aplicação de um único eixo de forças verticais, sendo normalmente usado para traduzir os efeitos dinâmicos do trânsito, numa zona específica da ponte.
- Modelo de carga 3: Este modelo é traduzido por um número distinto de ações verticais, pretendendo caracterizar a passagem de um dado veículo de carácter especial.
- Modelo de carga 4: Este modelo é traduzido por uma carga uniformemente distribuída, caracterizando um multidão.

Para a análise de segurança da ponte em estudo apenas será considerado o modelo de carga 1, sendo esta ainda definida como uma ponte de classe 2.

Segundo o Eurocódigo 1 – Parte 2 (2010), a faixa de rodagem deverá ser dividida em faixas de largura igual a três metros, sendo nestas aplicadas devidas as ações associadas aos modelos de carga. O número de faixas pode ser definido segundo a equação que se segue, sendo ainda apresentado o número de faixas para a ponte em análise.

$$n = \text{int} \left(\frac{W}{3} \right) \Leftrightarrow n = \text{int} \left(\frac{7}{3} \right) = 2 \quad (5.1)$$

De seguida, será utilizado o método de Courbon (Sanpaolesi, *et al*, 2005), ou método das carlingas flutuantes, para a determinação da reação vertical máxima verificada nas vigas mais externas, pois estas correspondem às vigas mais condicionantes a níveis de esforços.

Este método tem como pressuposto a consideração da laje como um elemento rígido suportada pelas vigas longitudinais, sendo desprezada a sua rigidez à torção. Através deste método é possível fazer uma distribuição quantitativa, de uma ou de várias ações, pelas diferentes vigas do tabuleiro, tendo em conta o seu nível de rigidez. Por outras palavras, o método de Courbon representa a linha de influência associada à determinação da reação das vigas que suportam o tabuleiro da ponte. A determinação da linha de influência pode ser feita através da seguinte equação, tendo esta sido adaptada para ser apenas aplicada a tabuleiros com vigas que apresentem a mesma rigidez.

$$R_j(x) = \left(\frac{1}{n} + \frac{x_j}{\sum x_i^2} \cdot x \right) \quad (5.2)$$

sendo:

- $R_j(x)$ - Linha de influência da reação vertical $R_j(x)$;
- n - Número de vigas longitudinais;
- x_j - Distância em relação ao centro de rigidez do tabuleiro, da viga em análise;
- x_i - Distância em relação ao centro de rigidez do tabuleiro da viga i ;
- x - Distância do ponto de aplicação da ação ao centro de rigidez do tabuleiro.

Uma vez que se pretende calcular a reação máxima vertical de uma das vigas mais extremas, que neste caso é a da esquerda (mais próxima da foz do rio), pois é esta que apresenta maiores sinais de degradação, torna-se necessário definir a linha de influência de modo a determinar a posição das ações de forma a maximizar a reação.

Deste modo, através da equação anterior, torna-se possível determinar o ponto nulo da linha de influência para a determinar a reação máxima vertical da viga mais externa. Este é possível através do seguinte cálculo:

$$R_j(x) = \left(\frac{1}{n} + \frac{x_j}{\sum x_i^2} \cdot x \right) = 0 \Leftrightarrow \left(\frac{1}{4} + \frac{-3,225}{((-3,225)^2 + (-1,075)^2 + 3,225^2 + 1,075^2)} \cdot x \right) = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow x = 1,78 \text{ m}$$

O valor obtido significa que para determinar a reação máxima na viga mais externa, as ações devem ser aplicadas até a 1,78 metros, para além do centro de rigidez do tabuleiro da ponte. A figura que se segue, pretende representar a sequência de passos que foram descritos. Por último, na figura 5.8 encontra-se representado a disposição das sobrecargas rodoviárias para a obtenção das reação máxima vertical na viga mais externa. As sobrecargas encontram-se apresentadas por cores, sendo a laranja associadas às cargas concentradas (TS) provocada pelos eixos dos veículos e a verde as cargas uniformemente distribuídas (UDL), relativas ao modelo de carga 1.

Alerta-se para o facto de se considerar a carga uniformemente distribuída (q_2) em apenas 2,28 metros, dos 3 metros correspondente à segunda faixa, uma vez que essa ultrapassa o ponto nulo da linha de influência. Ao considerar-se a totalidade da ação uniformemente distribuída pertencente à segunda faixa (q_2), estaríamos a reduzir a reação na viga mais externa. Relativamente às forças concentradas pertencentes à segunda faixa, não foram consideradas dado que uma delas ultrapassava o ponto nulo

da linha de influência. Neste caso, não se pode apenas considerar para o modelo uma força concentrada, uma vez que representam a força transmitida pelas rodas do carro.

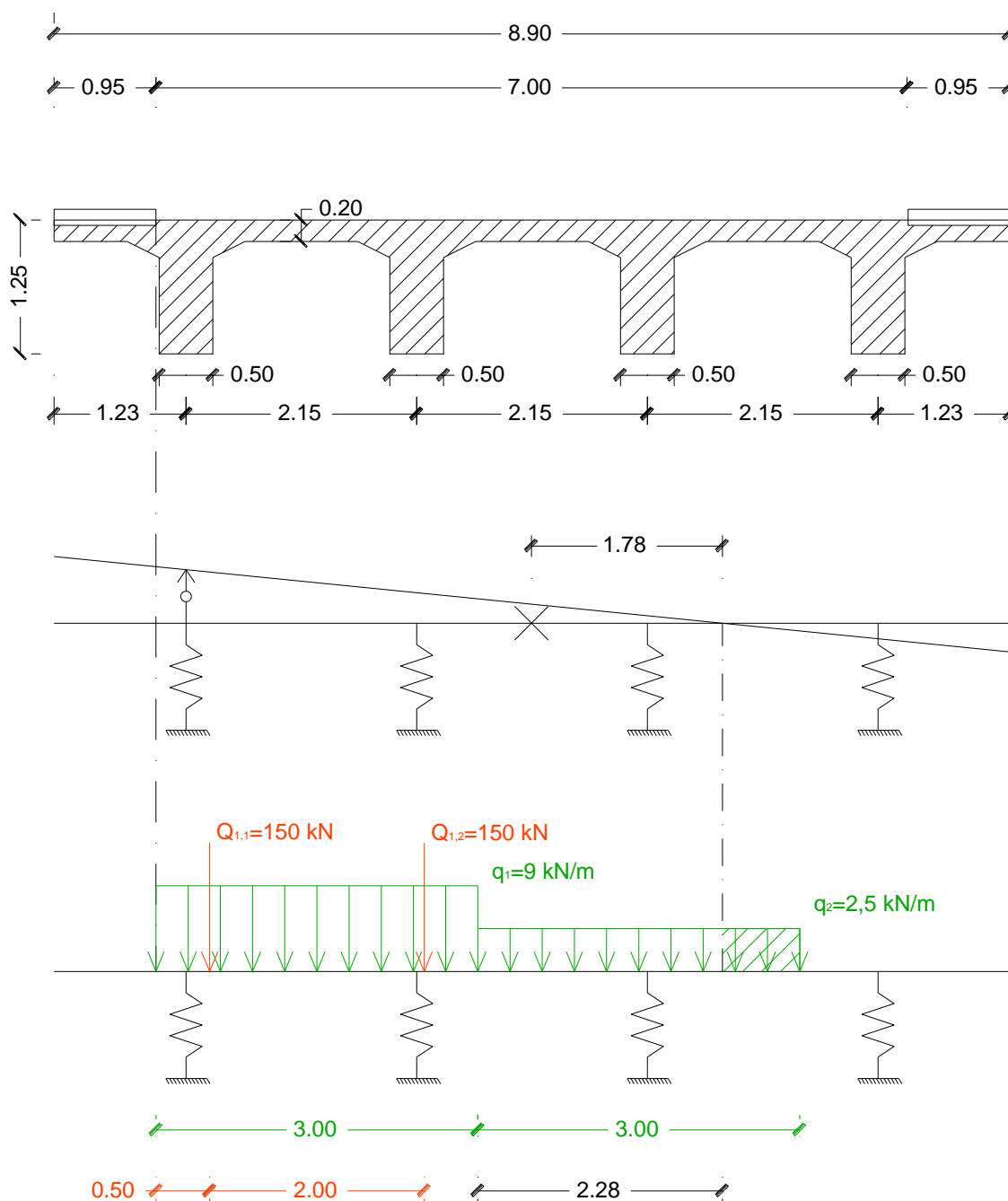


Figura 5.8 – Linha de influência e localização das ações para obtenção do esforço máximo na viga externa à esquerda.

No quadro que se segue, foram organizados os dados apresentados na imagem anterior para simplificar a utilização da equação 5.2. Encontram-se também neste quadro, os valores obtidos para a reação máxima na viga da extremidade esquerda, para cada tipo de ação (cargas concentradas e cargas uniformemente distribuídas).

Informa-se ainda que os resultados finais foram calculados tendo em conta os fatores de ajustes (α), relativos à classe da ponte, considerada como sendo de classe 2.

Note-se que o parâmetro D, apresentando no quadro seguinte, representa a distância do ponto de aplicação da carga concentrada ou a resultante da carga uniformemente distribuída, ao ponto nulo da linha de influência.

Quadro 5.2 – Valor da reação máxima na viga mais externa, para as diferentes componentes do modelo de carga 1.

Ação	D	x (m)	$R_j(x)$	Valor da ação (kN)	α	$R_j(x) \times Qi$	Total das TS e UDL
$Q_{1,1}$	-4,78	-3	0,668605	150	0,9	93,26 kN	142,85 kN
$Q_{1,2}$	-2,78	-1	0,389535	150		52,59 kN	
q_1	-3,78	-2	0,52907	9×3	0,7	10,0 kN/m	10,92 kN/m
$q_{2,1}$	-1,14	0,64	0,160698	$2,5 \times 2,28$	1	0,92 kN/m	

Uma vez traduzidos todos os valores característicos relativos às ações permanentes e variáveis, torna-se necessário determinar os efeitos produzidos por estas ações. Segundo Calgaro *et al* (2010), o efeito das ações pode ser calculado através da seguinte equação:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.2)$$

sendo:

- E_d - Valor de cálculo dos esforços provocados pelas ações;
- $\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes; ($\gamma_{G,j} = 1,35$)
- $G_{k,j}$ - Valor característico relativo à ação permanente j;
- γ_P - Coeficiente parcial de segurança relativo ao pré-esforço; ($\gamma_P = 1$)
- P - Valor correspondente à ação de pré-esforço;
- $\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial de segurança relativo à ação variável de base (sendo neste caso sobrecarga rodoviária); ($\gamma_{Q,1} = 1,35$)
- $Q_{k,1}$ - Valor característico relativo à ação variável de base;
- $\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial de segurança relativo à ação variável acompanhante i; ($\gamma_{Q,i} = 1,5$)
- $\psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação para a ação i;
- $Q_{k,i}$ - Valor característico relativo à ação variável acompanhante i;

Note-se que a equação anterior é relativa ao dimensionamento de novas pontes, associadas a um período de vida útil $T_A = 50$ anos, mas como para a avaliação de segurança da ponte em estudo será procedida para um período de vida útil T_B igual a 1 ano, é necessário proceder-se à adaptação dos

coeficientes parciais de segurança relativos às ações variáveis (γ_Q). A determinação dos coeficientes parciais de segurança encontra-se detalhada, conforme indicado abaixo:

$$\rightarrow \gamma_F = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{fB} \cdot \gamma_{kB} = 1 \times 1,45 \times 0,8 = 1,16$$

$$\blacksquare \gamma_{Sd} = 1$$

$$\blacksquare \gamma_{fB} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]} = 1,45$$

$$\circ F(\gamma_{fB} \cdot x_{kB}) = F_{TB}(\gamma_{fB} \cdot x_{kB})^{1/TB} = F_{TA}(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{1/TB} = F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA})^{TA/TB} = 0,9999481$$

$$\square F(\gamma_{fA} \cdot x_{kA}) = \exp \left[-\exp \left[(1 - \gamma_{fA}) \cdot \left(\frac{1,2825}{V} - 0,57722 \right) + \gamma_{fA} \cdot \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right] \right] = 0,999999$$

$$\bullet \gamma_{fA} = \frac{x_{dA}}{x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{\gamma_{Sd} \cdot x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{1,1 \cdot x_{kA}} = \frac{1,5}{1,1} = 1,363636 \approx 1,36$$

$$\bullet F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/TA} = 0,95^{1/50} = 0,998975$$

$$\circ F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/TB} = F_{TA}(x_{kA})^{1/TB} = 0,95$$

$$\blacksquare \gamma_{kB} = \frac{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kB}) \right) \right) \right]}{1,2825 - V \left[0,57722 + \ln \left(-\ln \left(F(x_{kA}) \right) \right) \right]} = 0,8$$

$$\circ F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/TB} = 0,95$$

$$\circ F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/TA} = 0,95^{1/50} = 0,998975$$

Atente-se para o facto de, no procedimento apresentado, o coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas associadas à modelação das ações (γ_{Sd}) apresentar um valor unitário. Este encontra-se em concordância com o exposto no Calgaro *et al* (2010), onde é sugerido considerar o valor compreendido entre 1 e 1,15. Optou-se por utilizar este valor como forma de obter o valor correspondente ao coeficiente parcial de segurança relativo às sobrecargas rodoviárias ($\gamma_F = 1,35$) proposto pelo Eurocódigo, assumindo desta forma que os modelos de cargas propostas pelo Eurocódigo 1 - Parte 2 traduzem com muito rigor os efeitos provocados pelas ações aplicadas. Torna-se ainda importante referir o mesmo não foi considerado para as restantes a ações variáveis apresentadas nos capítulos anteriores, onde este foi considerado igual a 1,1.

Obtido o coeficiente parcial de segurança relativo às ações para estruturas novas torna-se necessário adaptá-lo de forma a poder ser aplicado a estruturas existentes. O coeficiente parcial de segurança relativo às ações, associado a estruturas existentes, pode ser determinado através do seguinte cálculo:

$$\gamma'_F = \Omega_1 \cdot \Omega_2 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \gamma_F = 1,1 \cdot \gamma_F = 1,1 \times 1,16 = 1,27$$

Verifica-se, desta forma, uma redução muito próxima dos 6% em relação ao coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis para as estruturas novas ($\gamma_F = 1,35$). Como tal, os valores de cálculo para as ações variáveis apresentados no quadro 5.2, para o novo período de vida útil de 1 ano, podem ser traduzidos pelos seguintes valores:

- Cargas concentradas: $Q_{Ed} = 142,85 \times 1,27 = 181,4 \text{ kN}$
- Carga uniformemente distribuída: $q_{Ed} = 10,92 \times 1,27 = 13,9 \text{ kN}$

Resumindo, para determinar o momento fletor máximo a meio vão da viga em análise é necessário aplicar na estrutura as ações anteriormente definidas, conforme o indicado na figura que se segue:

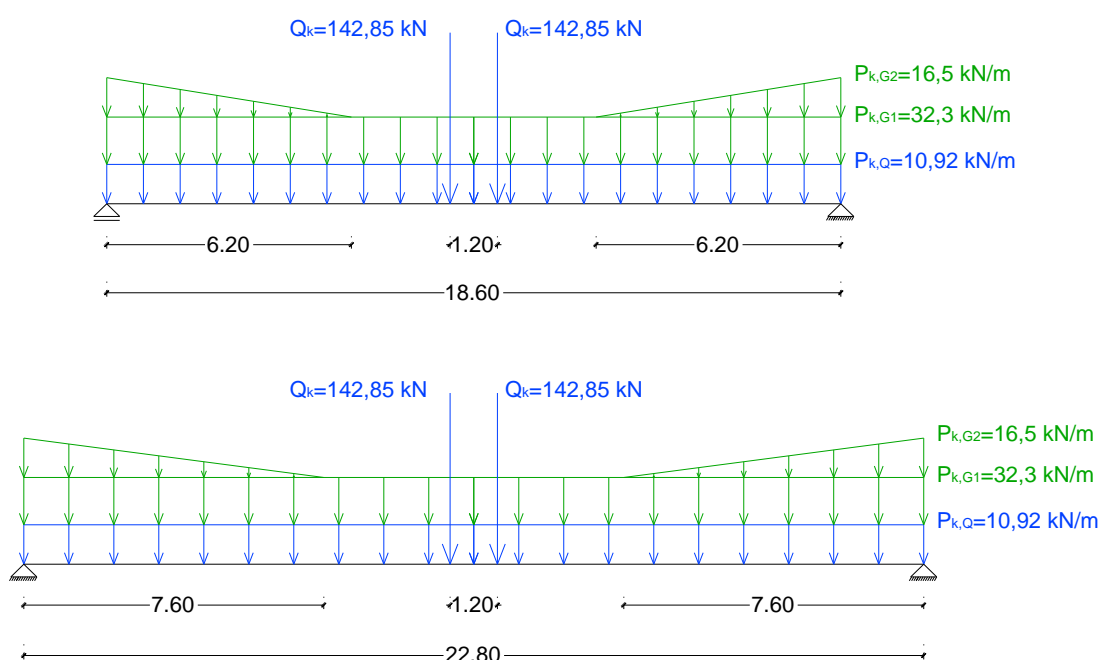


Figura 5.9 – Valores característicos das ações aplicadas nos vãos laterais e central.

No entanto, não serão apresentados os valores relativos aos esforços na estrutura, uma vez que se pretende proceder a uma análise elástica com redistribuição, como forma de se considerar as resistências de “reserva” que este método de análise favorece. Para tal, é necessário calcular as resistências máximas relativas às secções de apoio e de meio vão, sendo estas determinadas no subcapítulo seguinte.

5.3.2. VALOR DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES RESISTENTES DOS MATERIAIS

Para a determinação da resistência relativa do betão pertencente à ponte, procedeu-se à extração e posterior ensaio de 9 carotes de betão. A informação referente aos provetes e os resultados obtidos dos ensaios encontram-se apresentados no seguinte quadro:

Quadro 5.3 – Dados resultantes dos ensaios. Adaptado de Jacinto (2011)

Localização dos provetes	Identificação dos provetes	Massa (g)	Altura (mm)	Secção (mm ²)	Carga de rotura (kN)	Tensão de rotura (MPa)
Encontro Sul	EE3	1870	99	7698	487,7	63,5
	EE4-1	1873	99	7698	503,9	65,5
	EE4-2	1885	99	7698	528,4	68,5
Viga 4	V4ME1	1868	99	7698	344,8	45,0
	V4ME3-1	1876	99	7698	314,3	41,0
	V4ME3-2	1887	99	7698	342,0	44,5
Pilar Sul	P1	1160	84	5542	336	60,5
	P2	1140	84	5542	207	37,5
	P3	1151	84	5542	190	34,5

Fazendo uma breve análise dos resultados obtidos através dos ensaios, podem identificar-se três gamas de valores distintos relativos à resistência do betão associados a cada elemento estrutural em estudo. Torna-se possível desta forma, deduzir que o betão constituinte de cada elemento em análise apresenta valores de resistências significativamente distintas. Deste modo, uma vez que se pretende analisar a segurança da ponte, mais propriamente do tabuleiro da ponte, apenas serão utilizados os valores referentes à viga 4 para determinar a resistência de cálculo do betão.

Note-se ainda que, o facto de o pilar sul apresentar um valor completamente diferente dos restantes (um terço superior), reflete que não existe homogeneidade entre estes valores, o que representa mais um aspeto para que apenas seja utilizado na análise os valores referentes à viga 4.

Como tal, de seguida será utilizado o processo de cálculo descrito na metodologia descrita anteriormente, para a determinação da resistência dos materiais.

O valor médio da amostra é igual a:

$$m_x = \frac{45 + 41 + 44,5}{3} = 43,5 \text{ MPa}$$

Neste caso, o valor de cálculo da resistência do betão será determinada segundo uma distribuição normal. Como tal, sendo o valor da variância desconhecida, esta pode ser determinada através do seguinte cálculo:

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2} = \sqrt{\frac{1}{3-1} [(45,0 - 43,5)^2 + (41,0 - 43,5)^2 + (44,5 - 43,5)^2]} = 2,179$$

$$V_x = \frac{S_x}{m_x} = \frac{2,179}{43,5} = 0,05 \geq 0,1 \Rightarrow V_x = 0,1$$

Deste modo, torna-se possível a determinação do valor de cálculo correspondente à resistência do betão para o tabuleiro da ponte, da seguinte forma:

$$X_d = \frac{\eta}{\gamma_m} \cdot m_x(1 - m_x \cdot V_x) = \frac{1}{1,5} \cdot 43,5 \cdot (1 - 3,37 \times 0,1) = 19,3 \text{ MPa}$$

Caso se optasse por proceder à determinação do valor de cálculo da resistência do betão segundo uma distribuição lognormal, o valor obtido seria igual a 24,41 MPa.

Note-se que o facto de se considerar apenas os resultados referentes à viga 4 traduz-se numa análise muito reduzida de resultados, significando desta forma que a amostra considerada é pouco representativa para a caracterização da resistência do betão. A consideração das nove carotes corresponderia a uma maior certeza relativamente à resistência do betão, uma vez que o número de amostras é maior, mas dado que os resultados dos ensaios apresentam uma grande discrepância de valores maior, a esta corresponde um maior desvio padrão. Deste modo, considera-se mais prudente apenas considerar a amostra relativa aos ensaios das 4 carotes, para estimar a resistência à compressão do betão.

Contudo, procedeu-se à determinação do valor de cálculo da resistência do betão, apenas para comparação de valores, considerando os valores do ensaio das 9 carotes. Obteve-se assim, um valor de cálculo da resistência à compressão do betão igual a 16,85 MPa e 19,80 MPa, considerando uma distribuição normal e lognormal, respetivamente.

Deste modo, apesar de os valores obtidos considerando as 9 carotes de betão serem inferiores, no que se traduzia a uma avaliação da segurança mais rigorosa, será utilizado para a avaliação da segurança da ponte o valor de cálculo para a resistência do betão (f_{cd}), igual a 19,3 MPa.

Relativamente às armaduras, uma vez que não existem dados relativos a ensaios realizados a estes serão utilizados os valores relativos ao projeto de dimensionamento. Desta forma, foi especificado no projeto de dimensionamento da ponte em análise, um aço A-40, endurecido e nervurado (Jacinto, 2011). Atualmente este tipo de aço é designado por A400, ao qual corresponde uma tensão de cedência característica igual a 400 MPa e, consequentemente, correspondendo a um valor de cálculo (f_{syd}) igual a 347,8 MPa, segundo o especificado no Eurocódigo 2 (2004).

5.3.3. RESISTÊNCIA DA PONTE

Uma vez definidos os parâmetros resistentes dos materiais, esta secção destina-se à determinação da resistência dos elementos estruturais que pertencem à ponte.

Primeiramente será calculada a resistência máxima para as secções de meio vão, ou seja, resistência capaz de fazer face aos momentos fletores positivos. De seguida, será determinada a resistência máxima para fazer face aos momentos fletores negativos de cálculo, presentes nas secções sobre os pilares.

Apresentando a ponte em estudo um sistema estrutural do tipo laje vigada, ou seja, constituída por uma laje e por vigas, torna-se necessário determinar a largura efetiva do banzo, no qual a tensão de compressão pode ser considerada como uniforme.

Segundo o Eurocódigo 2 (2004), a largura efetiva de banzo é função do comprimento do vão e das suas condições de apoios. A imagem que se segue permite determinar a distância l_0 (distância entre pontos de momentos nulos), sendo este um dos parâmetros necessários para a determinação da largura efetiva do banzo.

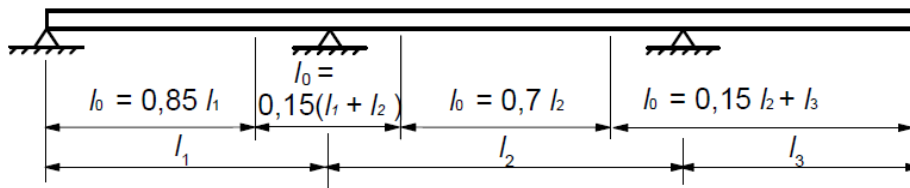


Figura 5.10 – Definição de l_0 para o cálculo da largura efetiva do banzo, Eurocódigo 2 (2004)

Assim sendo, o valor de l_0 pertencente aos diferentes vãos da ponte em estudo, apresenta os seguintes valores:

- Vão Norte e Sul: $l_0 = 0,85 \cdot l_1 = 0,85 \times 18,6 = 15,81 \text{ m}$
- Vão Central: $l_0 = 0,85 \cdot l_2 = 0,85 \times 22,8 = 15,96 \text{ m}$

No seguimento da determinação da largura efetiva do banzo, para o cálculo da resistência da secção, o Eurocódigo 2 (2004) apresenta a seguinte imagem, onde se encontra as restantes características da secção transversal necessárias para a sua definição:

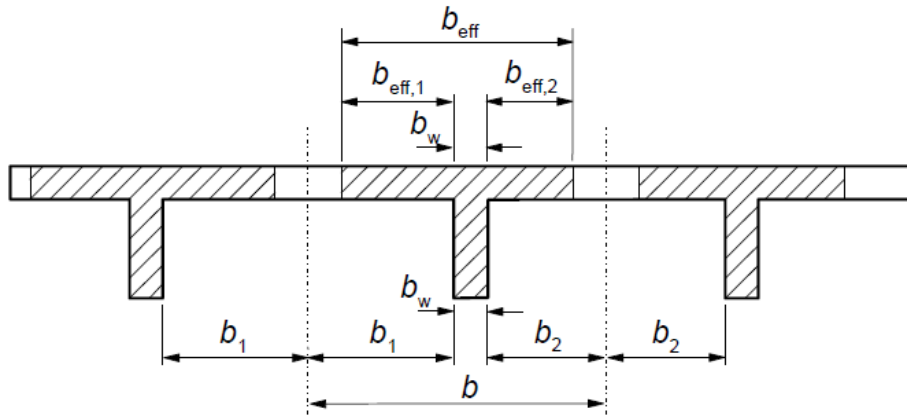


Figura 5.11 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva do banzo, Eurocódigo 2 (2004)

Deste modo, torna-se possível proceder ao cálculo da largura efetiva do banzo, sendo de seguida apresentado os valores obtidos para os diferentes vãos:

- Vão Norte e Sul:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$\begin{aligned} & \bullet \quad b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq b_1 \Leftrightarrow 1,756 \leq 0,825 \\ & \bullet \quad b_{eff,2} = 0,2 \cdot b_2 + 0,1 \cdot l_0 \leq b_2 \Leftrightarrow 1,756 \leq 0,825 \\ & \bullet \quad b_w = 0,5 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad b_{eff} = 2,15 \text{ m}$$

- Vão Central:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$\left. \begin{aligned} & \bullet \quad b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq b_1 \Leftrightarrow 1,761 \leq 0,825 \\ & \bullet \quad b_{eff,2} = 0,2 \cdot b_2 + 0,1 \cdot l_0 \leq b_2 \Leftrightarrow 1,761 \leq 0,825 \\ & \bullet \quad b_w = 0,5 \end{aligned} \right\} \Rightarrow b_{eff} = 2,15 \text{ m}$$

Torna-se assim possível avaliar a resistência das secções pertencentes à ponte. De acordo com o projeto de dimensionamento, a secção de meio vão pertencente aos vãos laterais é constituída por três camadas com cinco varões de 25 mm de diâmetro ($5\phi 25$). Uma vez que esta secção se encontra muito degradada, apresentando fortes sinais de corrosão na primeira camada de armaduras, irá considerar-se que apenas as duas camadas mais interiores contribuem para a resistência da secção, uma vez que se apresentam intactas. Relativamente aos recobrimentos e posições de armaduras, estes foram definidos de acordo com um levantamento realizado à estrutura com o auxílio de um pacómetro (Jacinto, 2011). Na figura que se segue, são apresentados os parâmetros necessários para calcular o momento fletor resistente (M_{Rd}).

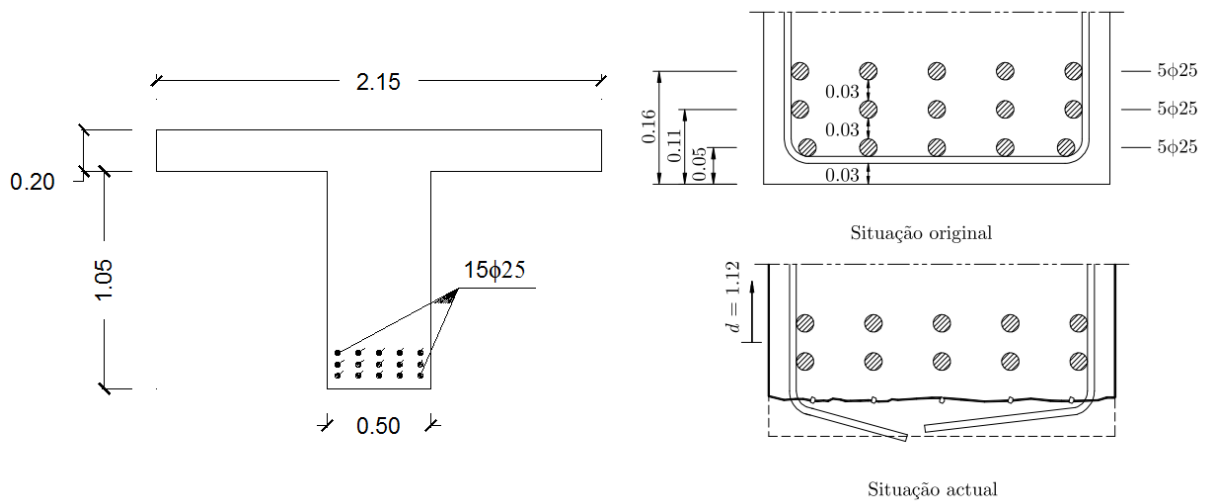


Figura 5.12 – Detalhes da secção de meio vão do tramo sul, Jacinto (2011)

Definidas as características da secção transversal foi possível, com o auxílio do software de cálculo Fagus-4 (Cubus Engineering Software, 2014), determinar as forças de compressão no betão e de tração na armaduras, capazes de equilibrar a secção para os estados limites últimos. Os valores obtidos para a secção de meio vão para os tramos laterais encontram-se disponíveis na figura seguinte:

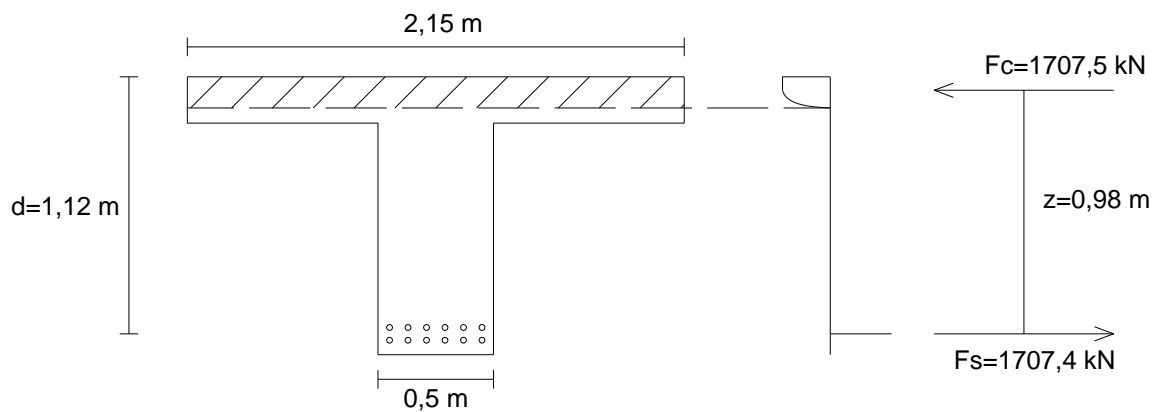


Figura 5.13 – Equilíbrio de forças para o cálculo da resistência da secção de meio vão dos tramos laterais.

Através das forças de tração nas armaduras e de compressão no betão para os estados limites últimos, apresentados na imagem anterior, torna-se possível determinar o momento máximo resistente da secção, da seguinte forma:

$$M_{Rd} = F_s \times z = 1707,4 \times (0,98) = 1844 \text{ kN.m}$$

Relativamente à secção de meio vão, correspondente ao tramo central da ponte, esta é constituída por duas camadas de varões de 25 mm de diâmetro, sendo a camada mais externa constituída por 6 varões e a mais interna por 5. O estado de degradação para este tramo, é inferior ao apresentado pelas secções de meio vão dos tramos laterais. Como tal, para a avaliação da resistência desta secção será admitido que os varões da camada mais externa apresentam uma redução de 50% da sua área correspondente. A figura que se segue apresenta com maior detalhe as informações descritas:

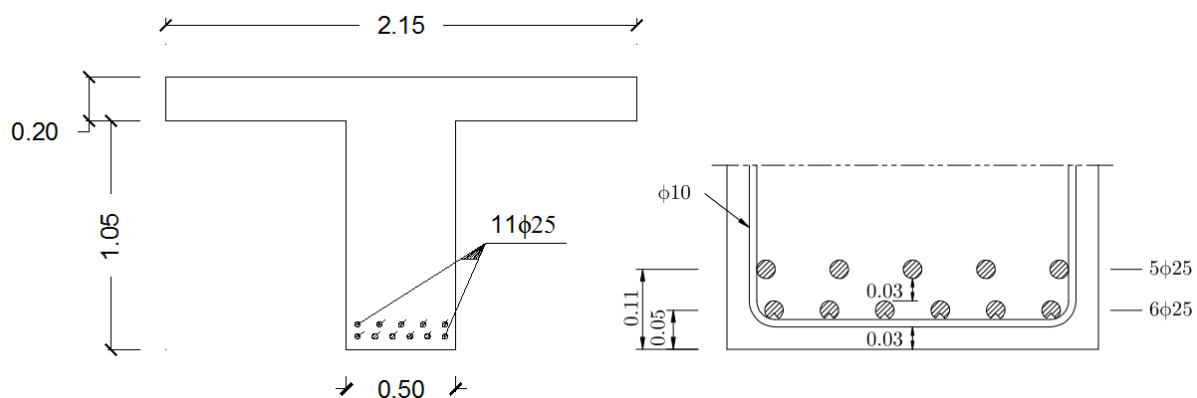


Figura 5. 14 – Detalhes da secção de meio vão do tramo central, Jacinto (2011)

À semelhança do que já foi feito para a secção anterior, recorreu-se ao software Fagus-4 para determinar as forças necessárias para determinar o momento máximo resistente, obtendo os valores apresentados na figura seguinte:

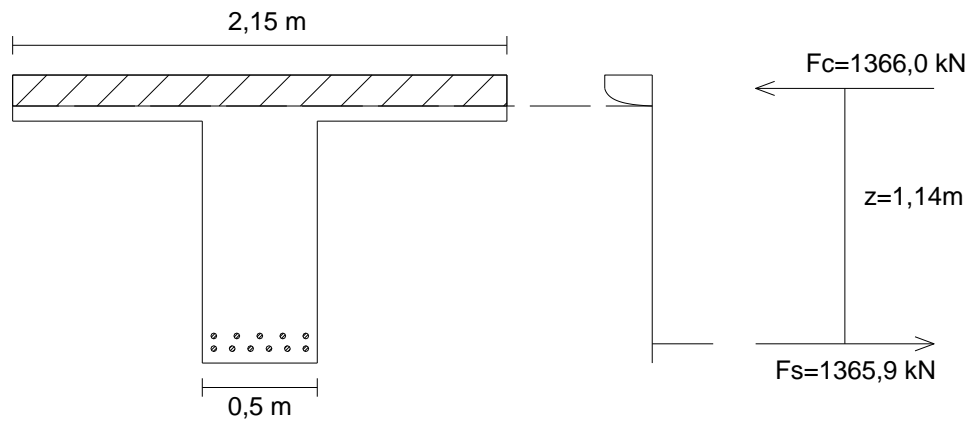


Figura 5.15 – Equilíbrio de forças para o cálculo da resistência da secção de meio vão do tramo central.

Sendo o respetivo valor do momento resistente para a secção do meio vão do tramo central, calculado da seguinte forma:

$$M_{Rd} = F_s \times z = 1365,9 \times 1,14 = 1557 \text{ kN.m}$$

No que diz respeito à avaliação da resistência máxima aos momentos negativos, será avaliada a capacidade resistente das secções sobre os pilares. Nestas secções, a degradação não é muito acentuada, sendo considerada como intactas as armaduras existentes e ainda as condições geométricas, como indicado na figura que se segue que se segue:

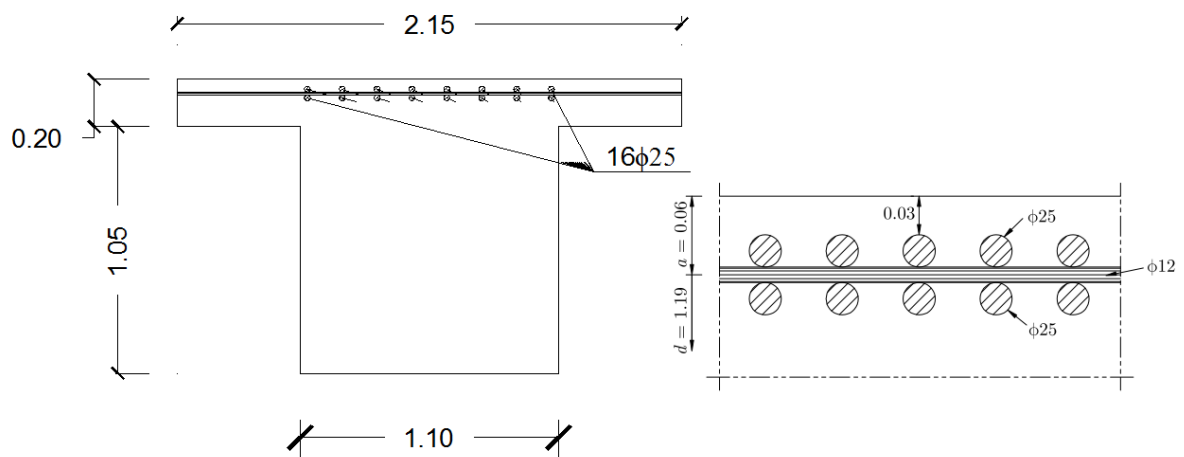


Figura 5.16 – Detalhes da secção sobre os pilares, Jacinto (2011)

Para esta secção, os valores obtidos pelo software Fagus-4 encontram-se disponíveis na figura seguinte:

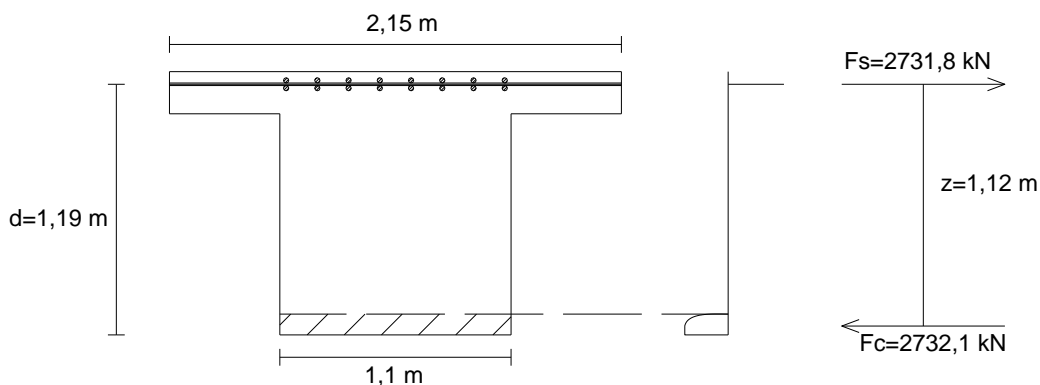


Figura 5.17 – Equilíbrio de forças para o cálculo da resistência da secção sobre os apoios.

Deste modo, o momento máximo resistente para a secção abordada, pode ser caracterizado da seguinte forma:

$$M_{Rd} = F_s \times z = 2732,1 \times 1,12 = 3060 \text{ kN.m}$$

Obtidos os momentos resistentes para as secções de meio vão de ambos os tramos e para as secções sobre os apoios, é possível verificar a segurança da ponte usando um modelo estrutural elástico com redistribuição. Desta forma, irá fixar-se o momento fletor sobre os apoios ($M_{Rd} = 3060 \text{ kN.m}$) e equilibrar a restante estrutura tendo em conta as ações que lhe são aplicadas (ver figura 5.8), ou seja, verificar se o momento a meio vão de cada tramo ultrapassa o momento resistente para a mesma secção. Os diagramas de momentos fletores obtidos para os tramos laterais e central, encontram-se representados nas figuras 5.17 e 5.18, respetivamente.

Note-se que apesar de o caso de estudo ser referente a uma estrutura existente, ou seja, sendo feita uma avaliação da segurança da estrutura com o ajuste do coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis, foi representado nas imagens que se seguem o diagrama de momentos fletores que seria obtido caso se utilizasse os coeficientes para as ações variáveis propostos nos Eurocódigos (sem ajuste).

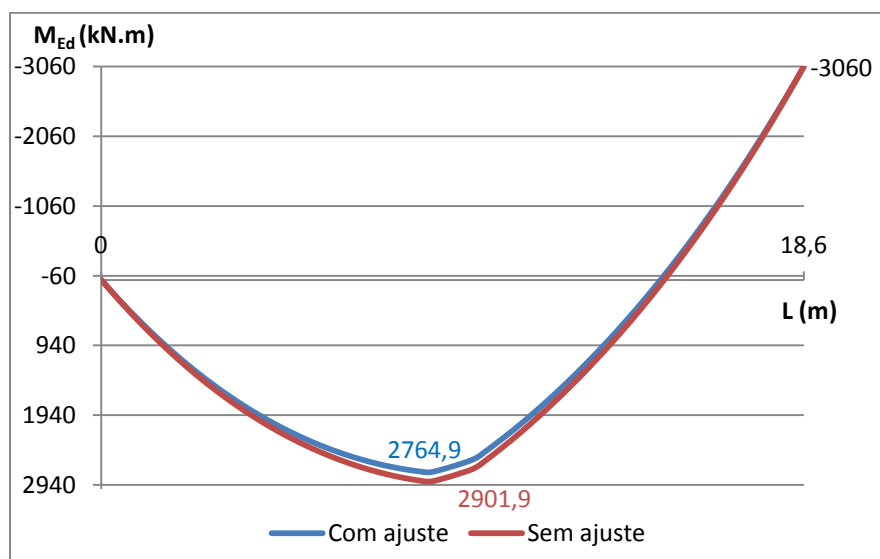


Figura 5.18 – Diagrama de momentos fletores para o tramo lateral.

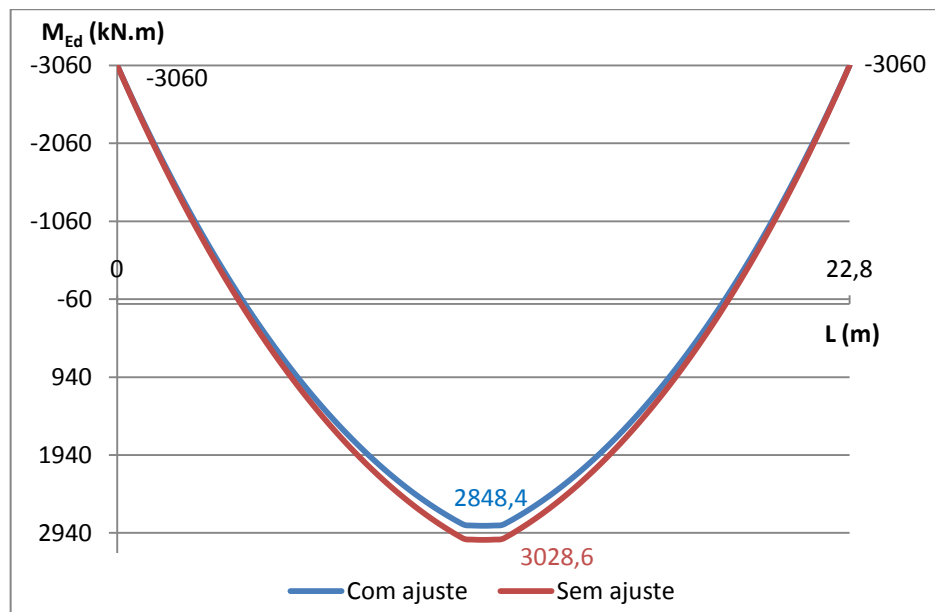


Figura 5.19 – Diagrama de momentos para o tramo central.

Como já era de esperar, os diagramas de momentos fletores obtidos através da aplicação da metodologia proposta, ou seja, efetuando uma adaptação do coeficiente parcial de segurança relativo às ações relativamente aos propostos pelos Eurocódigos, dariam valores menores na secção de meio vão para ambos os tramos.

Independentemente da diferença entre os valores dos diferentes diagramas de momentos fletores, importa referir que a segurança da ponte não se verifica para as duas situações e para ambos os vãos, dado que o momento fletor resistente correspondente à secção de meio vão do tramo lateral ($M_{Rd} = 1844 \text{ kN.m}$) e central ($M_{Rd} = 1557 \text{ kN.m}$) são ultrapassados pelos momentos provocados pelas ações aplicadas na estrutura.

Verifica-se assim que a aplicação desta metodologia, para este caso em particular, não se traduz numa diferença muito significativa em relação aos diagramas de momentos fletores. Este facto deve-se sobretudo ao facto de se obter uma redução do coeficiente parcial de segurança relativo às ações associadas às sobrecargas rodoviárias de apenas 6%.

Contudo, considerando a situação de se pretender avaliar a segurança de uma estrutura corrente de um edifício existente para um período de vida útil correspondente a 1 ano, o coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis apresentaria uma redução de cerca de 39%, quando comparado com os valores propostos pelos Eurocódigos. Para este caso, a avaliação de segurança segundo a metodologia proposta neste documento poderá ser muito útil, uma vez que a redução verificada para os coeficientes parciais de segurança relativos às ações variáveis podem conduzir a valores de esforços menos exigentes.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A avaliação de segurança de estruturas é um tema delicado e com uma importância considerável na sociedade em que vivemos, principalmente quando aplicado a estruturas existentes. Esta assume importância acrescida em edifícios existentes mais antigos, em que o estado de degradação é normalmente mais elevado, podendo isto representar uma diminuição de sua resistência, capaz de pôr em causa a integridade estrutural do edifício.

A presente dissertação consistiu na elaboração de uma metodologia de cálculo que serve de base para a avaliação de estruturas existentes de betão, sendo desenvolvida com base nos pressupostos apresentados pelos Eurocódigos. A metodologia elaborada aplica-se aos estados limites últimos, recorrendo-se ao método dos coeficientes parciais de segurança para proceder à avaliação de segurança das estruturas existentes.

O processo de aplicação da metodologia desenvolvida é em todo semelhante ao método dos coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento de estruturas novas, exposto no Eurocódigo 0 (2002). As diferenças apresentadas entre os dois métodos surgem na avaliação das propriedades resistentes dos materiais e na adaptação dos valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações variáveis aplicadas na estrutura. Este último torna-se possível, uma vez que se pretende verificar a segurança da estrutura para um período de tempo diferente daquele que inicialmente tinha sido considerado no momento do seu dimensionamento, relacionando desta forma os diferentes períodos de vida útil, podendo ainda ser conseguido através da alteração do nível de risco associado à estrutura, ou seja, caso se altere o nível de exigência pretendido para a utilização do edifício.

A aplicação desta metodologia pode traduzir-se numa redução dos coeficientes parciais de segurança relativo às ações variáveis, dependendo do período de vida útil considerado para a avaliação de segurança da estrutura existente (T_B). Tal redução pode contribuir para que a segurança da estrutura seja verificada, mas caso esta não se verifique, conduz a um dimensionamento de reforço mais adequado, promovendo desta forma a um gasto menos dispendioso em materiais de reforço.

Tendo em conta que a metodologia tratada se encontra associada a um ajuste dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações variáveis, esta apresenta maiores diferenças em relação à utilização do método dos coeficientes parciais de segurança recorrendo aos valores propostos para o dimensionamento de estruturas novas quando a parcela associada às ações permanentes tem uma contribuição pouco significativa em relação às ações variáveis.

Note-se ainda que esta metodologia se apresenta mais vantajosa, quando avaliada para o mesmo período de vida útil, associada a sobrecargas em edifícios correntes do que para sobrecargas rodoviárias em ponte, uma vez que a redução do coeficiente parcial de segurança relativo a estas ações é maior para os edifícios correntes. Em termos percentuais, consegue-se uma redução máxima dos coeficientes parciais de segurança relativo às ações variáveis, ou seja, na avaliação de segurança para um período de vida útil de 1 ano, na ordem dos 40% e dos 6%, para as sobrecargas em edifícios correntes e para sobrecargas rodoviárias em pontes, respetivamente.

Independentemente da grandeza das reduções verificadas pelos coeficientes parciais de segurança associados às ações variáveis, este método é de todo importante, pois a mínima redução apresentada pode resultar na verificação da segurança da estrutura e até mesmo, caso esta não se verifique, na minimização das despesas resultantes do dimensionamento do reforço.

Existe ainda a possibilidade de aplicação da metodologia proposta para períodos de vida útil que requerem um aumento dos coeficientes parciais de segurança, como é o caso da alteração das exigências de utilização para um nível superior, pretendidas para a estrutura em análise.

Alerta-se para o facto dos coeficientes parciais de segurança a aplicar em estruturas existentes atingirem e ultrapassarem os valores propostos pelos Eurocódigos, a partir de um dado período de vida útil T_B , inferior ao horizonte de projeto. Tal acontece devido ao coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas e ao rigor na modelação das ações face aos supostos danos existentes, que majora em 10% o coeficiente associado a estruturas novas, em estruturas existentes. Portanto, caso a estrutura apresente danos significativos, este coeficiente deverá ser considerado como 1,1 e em situações contrárias deverá ser considerado como unitário. Desta forma, estando a avaliação de segurança de uma estrutura existente diretamente relacionada com os danos que esta apresenta, considera-se fundamental a presença de bom senso e sobretudo experiência na sua avaliação, evitando deste modo, a execução de uma avaliação da integridade estrutural demasiado rigorosa.

Relativamente aos desenvolvimentos futuros, para uma melhor avaliação da segurança de estruturas existentes, são necessários estudos mais exigentes quanto ao coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas de modelação das ações face aos supostos danos existentes. Assim, seria possível distinguir com maior rigor o nível de danos encontrado na estrutura e, consequentemente, obter um maior rigor na avaliação da sua segurança.

Por fim, considera-se ainda oportuno, a aplicação da metodologia proposta a mais casos de estudos, com o objetivo de ser obter com maior certeza, as vantagens e desvantagens da sua aplicação para diferentes sistemas estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Biblioteca central GNU, https://linux.ime.usp.br/~rodolpho/GNU_SL/gsl-ref-pt_BR_20.html (02-05-2014)
- BRIME (2001). *Bridge Management in Europe - Final Report D14*. IV Framework program, Brussels, disponível em <http://www.trl.co.uk/brime/>
- Calgaro, J.A, Tschumi, M, Gulvanessian,H (2010). *Designer's guide to Eurocode 1: Actions on bridges – EN1991-2. EN1991-1-1,-1-3 to 1-7 and Annex A2*, London Thomas Telford Limited, London.
- Calgaro, Jean-Armand (1996) – *Introduction aux Eurocodes: Sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité*. Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- COST345 (2004). *Procedures Required for the Assessment of Highway Structures. Numerical Techniques for Safety and Serviceability Assessment - Report of the Working Groups 4 and 5*. Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, Brussels.
- Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa (1998) – *Melhorias da durabilidade dos betões por tratamento de cofragem*. Tese de Doutoramento; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa (2001) – *Durabilidade – Ataque por sulfatos*. Documento de apoio às aulas de Materiais de Construção 1; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Cubus Engineering Software, http://www.cubus-software.com/Guests/Home/e_main.html (11-06-2014)
- Eurocódigo 0 (2002). *EN1990: Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas*. CEN, Bruxelas.
- Eurocódigo 1 – Parte 2 (2010). *Eurocode 1:Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. CEN, Brussels.
- Eurocódigo 1 (2002). *EN1991-1-1: Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-1:Ações gerais*. CEN, Bruxelas.
- Eurocódigo 2 (2004). *EN1992-1-1: Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1:Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- Eurocódigo 8 (1995). *prEN1998-1-4: Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-4: Strengthening and repair of buildings*. CEN, Brussels.
- Eurocódigo 8 (2009). *EN1998-1: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- Figueiras, Joaquim de Azevedo (1993) – *Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-esforçado – Curso de Formação*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Figueiras, Joaquim de Azevedo (1997) – *Verificação aos Estados Limites de Utilização – Documento de apoio a Estruturas de Betão 2*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- GTG21-CEB (1989). *Redesign of concrete stuctures*. Comité Euro-International Du Béton, Janeiro de 1998, Lausanne.
- Henriques, António Abel Ribeiro (1998) – *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

ISO 13822:2010 (2010). *Bases for design of structures – assessment of existing structures*. International Organization for Standardization.

Jacinto, Luciano Alberto do Carmo (2011) – *Avaliação da segurança de pontes existentes – Abordagem probabilística Bayesiana*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Model Code 90 (1990). CEB – FIB Model Code 90: Design of concrete structures. Standard Institution, London, UK.

Monteiro, Luís Filipe das Neves Duarte Mendes (1999) – *Reforço de estruturas de betão armado – Modelos de dimensionamento e verificação de segurança*. Dissertação para a obtenção de grau de Mestre; Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico.

Oz-Diagnóstico, Levantamento e Controlo de Qualidade em Estruturas e Fundações, Lda. (n.d) – *Ensaio de Ultra-sons em Betão*. <http://www.oz-diagnostico.pt/fichas/1F%20004.pdf> (27-05-2014)

Padrão, José Avelino Loureiro Moreira (2004) – *Técnicas de inspeção e diagnóstico em estruturas*. Dissertação de Mestrado; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Porto Editora. Departamento de Dicionários (2008) - *Dicionário de língua portuguesa*. Porto Editora ed, Lisboa.

REBAP (1986). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, Lisboa.

RSA (1983). *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, Lisboa.

RSEP (1961) – *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes*, Decreto Nº 44041 de 18/11/1961 e Portaria nº713/71 de 23/17/1961

Rücker, W, Hille, F, Rohrmann, R. (2006). *SAMCO – Fb8: Guideline for the assessment of existing structures*. Federal Institute of Materials Research and Testing (BAM), Berlin, Germany.

Sanpaolesi, L., Croce, P. (2005). *Handbook 4: Design of bridges-Guide to basis of bridge design related to Eurocodes supplemented by practical examples*. Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007. Pisa, Italy.

Santos, José Martins Neto dos (2008) – *Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes de Betão – O caso da Ponte Nossa Senhora da Guia*. Dissertação de Mestrado; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Santos, Luís Miguel Pina de Oliveira (2002) – *Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*. Tese de Doutoramento; LNEC

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa (1999) – *Agregados para argamassas e betões*. Documento Materiais de Construção 1; Edições DEC-FEUP, Porto.

<http://www.diarioleiria.pt/noticias/ponte-das-tercenas-reabre-hoje-na-praia-da-vieira>. Acedido a 12 de Junho de 2014.

http://www.jn.pt/paginainicial/pais/concelho.aspx?Distrito=Leiria&Concelho=Marinha%2520Grande&Option=Interior&content_id=970644. Acedido a 12 de Junho de 2014.

http://www.oesteglobal.com/Ponte_das_Tercenas_na_Praia_da_Vieira_Marinha_Grande_reabre_na_ter_cafeira. Acedido a 12 de Junho de 2014.

<http://www.regiaodeleiria.pt/blog/2013/12/19/nova-ponte-das-tercenas-em-fase-final/#more-70068>. Acedido a 12 de Junho de 2014.

<http://www.regiaodeleiria.pt/blog/2014/05/26/ponte-das-tercenas-reabre-amanha-ao-transito/#more-75574>. Acedido a 12 de Junho de 2014.

Lopes, Bruno Miguel Veríssimo de Pereira (2009) – *Avaliação da Segurança de Estruturas Existentes*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Meireis, César Augusto Torres (2011) – *Reavaliação da segurança estrutural de uma ponte rodoviária de betão armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Wisniewski, F Dawid (2007) – *Safety Formats for the Assessment of Brigdes*. Doctoral Thesis, Universidade do Minho.